



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DE EDIFICIO DE LA MUNICIPALIDAD DE MONJAS, Y DISEÑO DE  
SALÓN COMUNAL DE CASERÍO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN  
SALAMO, MONJAS, JALAPA**

**Jorge René Carías Ramírez**

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, marzo de 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE EDIFICIO DE LA MUNICIPALIDAD DE MONJAS, Y DISEÑO DE  
SALÓN COMUNAL DE CASERÍO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN  
SALAMO, MONJAS, JALAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**JORGE RENÉ CARÍAS RAMÍREZ**

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, MARZO DE 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Kevin Vladimir Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADORA	Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

### **DISEÑO DE EDIFICIO DE LA MUNICIPALIDAD DE MONJAS, Y DISEÑO DE SALÓN COMUNAL DE CASERÍO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO, MONJAS, JALAPA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 10 de julio de 2014.

**Jorge René Carías Ramírez**

Universidad de San Carlos de  
Guatemala



Facultad de Ingeniería  
Unidad de EPS

Guatemala, 19 de julio de 2019  
REF.EPS.DOC.515.07.2019

Ing. Oscar Argueta Hernández  
Director Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Argueta Hernández:

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Jorge René Carias Ramírez, CUI 1736 60487 2106** y **Registro Académico 200722330** de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE EDIFICIO MUNICIPAL DE MONJAS, Y DISEÑO DE SALÓN COMUNAL DE CASERÍO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO, MONJAS, JALAPA.**

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

  
  
Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo  
MAAO/ra

Universidad de San Carlos de  
Guatemala



Facultad de Ingeniería  
Unidad de EPS

Guatemala, 14 de febrero de 2023  
REF.EPS.D.53.02.2023

Ing. Armando Fuentes Roca  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Fuentes Roca:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE EDIFICIO MUNICIPAL DE MONJAS, Y DISEÑO DE SALÓN COMUNAL DE CASERÍO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO, MONJAS, JALAPA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Jorge René Carias Ramírez, CUI 1736 60487 2106 y Registro Académico 200722330**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación por parte del Asesor-Supervisor, como Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”



Ing. Oscar Argueta Hernández  
Director Unidad de EPS

OAH/ra



El director y Coordinador del departamento de Estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y del Coordinador de E.P.S. Ing. Oscar Argueta Hernández, al trabajo de graduación del estudiante Jorge René Carias Ramírez **DISEÑO DE EDIFICIO MUNICIPAL DE MONJAS Y DISEÑO DE SALÓN COMUNAL DE CASERÍO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO, MONJAS, JALAPA** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Sin otro particular, le saludo muy atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Armando Fuentes Roca

Director Escuela Ingeniería Civil

Mrrm/ enero 2023

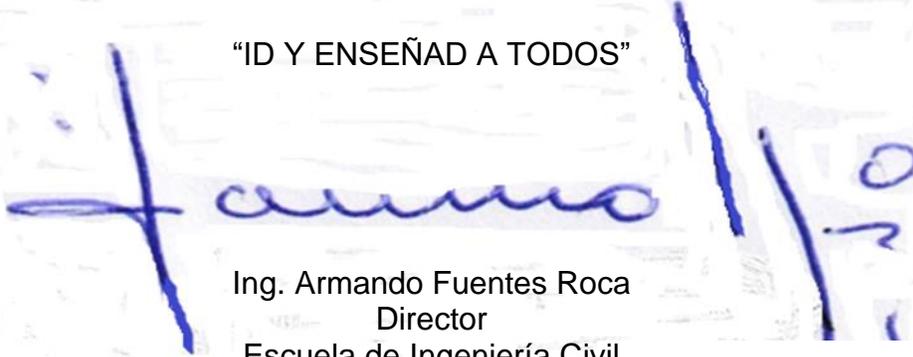




LNG.DIRECTOR.065.EIC.2023

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del Asesor, el visto bueno del Coordinador de Área y la aprobación del área de lingüística del trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE EDIFICIO DE LA MUNICIPALIDAD DE MONJAS, Y DISEÑO DE SALÓN COMUNAL DE CASERÍO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO, MONJAS, JALAPA**, presentado por: **Jorge René Carías Ramírez**, procedo con el Aval del mismo, ya que cumple con los requisitos normados por la Facultad de Ingeniería.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”



Ing. Armando Fuentes Roca  
Director  
Escuela de Ingeniería Civil

Guatemala, marzo de 2023



LNG.DECANATO.OI.233.2023

La Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE EDIFICIO DE LA MUNICIPALIDAD DE MONJAS, Y DISEÑO DE SALÓN COMUNAL DE CASERÍO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO, MONJAS, JALAPA**, presentado por: **Jorge René Carías Ramírez**, después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada

Decana

Guatemala, marzo de 2023

AACE/gaoc

## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Dios</b>	Por ser una importante influencia en mi carrera y por darme la vida y fuerza necesarias.
<b>Mis padres</b>	Odilia del Tránsito Ramírez Chinchilla y Emerio Carías Martínez (DEP). Su amor será siempre mi inspiración.
<b>Mis abuelas</b>	Leonor Chinchilla y María Martínez, por sus consejos y ayuda que me brindaron en la carrera.
<b>Mis hermanos</b>	Emerio Antonio Carías Ramírez y Óscar Carías Ramírez, por su apoyo incondicional a lo largo de la carrera.
<b>Mis tíos</b>	Magaly Chinichilla y Toíta Carías Martínez, por el apoyo incondicional que me brindaron.
<b>Mi esposa</b>	Sulma Anabela López Najarro, por apoyarme en esta nueva etapa de mi vida.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Mi madre</b>	Odilia del Tránsito Ramírez Chinchilla.
<b>Mis hermanos</b>	Emerio Antonio Carías Ramírez y Óscar Carías Ramírez.
<b>Mis abuelas</b>	Leonor Chinchilla y María Engracias Martínez.
<b>Mi tía</b>	Magaly Chinchilla y Toíta Carías Martínez.
<b>Mi esposa</b>	Sulma Anabela López Najarro.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XIII
GLOSARIO .....	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN.....	XXIII
1.    DIAGNÓSTICO .....	1
1.1.    Economía y producción .....	1
1.1.1.    Económicamente activa.....	1
1.1.2.    Empleo y niveles de ingreso .....	2
1.1.3.    Tipos de organización productiva .....	4
1.1.4.    Actividades productivas .....	5
1.1.5.    Agrícola .....	5
1.1.6.    Pecuaria .....	6
1.1.7.    Artesanal .....	7
1.1.8.    Agroindustrial.....	7
1.1.9.    Industrial .....	7
1.1.10.    Comercio y servicios.....	7
1.1.11.    Producción.....	8
1.2.    Servicio de agua.....	8
1.2.1.    Agua potable.....	8
1.3.    Servicios sanitarios.....	9
1.3.1.    Drenajes .....	10
1.3.2.    Servicio de extracción de basura.....	11

1.3.3.	Tratamiento de basura .....	11
1.4.	Población .....	11
1.4.1.	Población por edad y sexo .....	12
1.4.2.	Área urbana y rural.....	13
1.5.	Educación .....	14
1.6.	Vivienda .....	17
1.6.1.	Condiciones de vivienda .....	18
1.7.	Salud .....	19
1.8.	Mortalidad en niños y niñas menores de cinco años.....	20
1.9.	Reducir la mortalidad de los niños menores de 5 años.....	21
1.9.1.	Mejorar la salud materna.....	22
1.10.	Mortalidad materna .....	22
1.10.1.	Mejorar la salud materna.....	23
1.10.2.	Mejorar la salud materna.....	24
1.10.3.	Mortalidad general.....	25
2.	DISEÑO DE EDIFICIO MUNICIPAL DE MONJAS, JALAPA .....	27
2.1.	Descripción del proyecto.....	27
2.1.1.	Ubicación del edificio.....	29
2.2.	Distribución arquitectónica .....	29
2.2.1.	Ubicación del edificio.....	33
2.2.2.	Distribución de ambientes .....	33
2.2.2.1.	Altura del edificio .....	33
2.3.	Cargas.....	34
2.3.1.	Cargas vivas.....	34
2.3.2.	Cargas muertas.....	34
2.3.3.	Cargas de sismo .....	35
2.4.	Estudio de suelo.....	35
2.4.1.	Descripción del procedimiento .....	35

2.4.2.	Prueba triaxial.....	36
2.4.3.	Cálculo valor soporte a usar .....	36
2.4.4.	Predimensionamiento estructural .....	37
2.4.5.	Cálculo del corte basal .....	49
2.4.6.	Centro de rigidez ( $C_{rx}$ ): .....	56
2.4.7.	Centro de masa ( $C_m$ ) .....	61
2.4.8.	Excentricidad .....	61
2.4.9.	Método de Kani.....	72
2.4.9.1.	Integración del peso de la estructura.	148
2.4.9.2.	Diseño de nudo sísmico .....	191
3.	DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES.....	199
3.1.	Descripción del proyecto .....	199
3.2.	Diseño arquitectónico .....	199
3.2.1.	Ubicación del edificio en el terreno .....	199
3.2.2.	Distribución de ambientes .....	200
3.2.3.	Altura del edificio .....	200
3.3.	Análisis estructural .....	201
3.3.1.	Selección de tipo de estructura a usar.....	201
3.3.2.	Predimensionamiento de elementos estructurales .....	201
3.3.3.	Cargas de diseño.....	202
3.3.3.1.	Cargas de viento.....	202
3.3.3.2.	Fuerzas sísmicas.....	204
3.4.	Diseño de estructura .....	205
3.4.1.	Diseño de cubierta.....	205
3.4.1.1.	Separación máxima entre costaneras .....	205

3.4.1.1.1.	Cálculo de área tributaria ( $A_t$ ) .....	206
3.4.1.1.2.	Estimación de cargas por pie cuadrado de superficie.....	207
3.4.1.1.3.	Cálculo de carga uniformemente distribuida ( $W$ ) .....	207
3.4.1.1.4.	Cálculo de momento ( $M$ ).....	208
3.4.1.2.	Diseño de la costanera.....	208
3.4.1.2.1.	Verificación por flexión.....	209
3.4.1.3.	Diseño de tendales.....	213
3.4.1.3.1.	Cálculo de áreas tributarias ( $A_t$ ).....	213
3.4.1.3.2.	Estimación de cargas por pie cuadrado de superficie.....	216
3.5.	Diseño del muro .....	222
CONCLUSIONES.....		253
RECOMENDACIONES.....		255
BIBLIOGRAFÍA.....		257
APÉNDICES.....		259

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Edificio municipal con su módulo .....	29
2.	Distribución arquitectónica del primer nivel .....	30
3.	Distribución arquitectónica del segundo nivel.....	31
4.	Distribución arquitectónica del tercer nivel .....	32
5.	Planta de áreas tributarias de niveles 1 - 2 - 3, módulo I.....	39
6.	Planta de vigas y columnas de primer nivel, módulo I.....	40
7.	Planta de vigas y columnas de segundo y tercer nivel, módulo I .....	41
8.	Sistema de viga – columna, eje C, módulo I .....	42
9.	Sistema de viga – columna, eje 3, módulo I .....	42
10.	Modelo matemático, eje C carga viva .....	69
11.	Modelo matemático, eje C carga muerta.....	69
12.	Modelo matemático, eje C carga sísmica.....	70
13.	Modelo matemático, eje 3 carga viva .....	70
14.	Modelo matemático, eje 3 carga muerta .....	71
15.	Modelo matemático, eje 3 carga sísmica .....	71
16.	Pasos para emplear el método de Kani para cargas laterales .....	82
17.	Esquema de iteraciones, método de Kani, carga sísmica .....	86
18.	Diagrama de momentos, eje C carga viva.....	87
19.	Diagrama de momentos, eje C carga muerta .....	87
20.	Diagrama de momentos, eje C carga sísmica.....	88
21.	Diagrama de momentos, eje 3 carga viva .....	88
22.	Diagrama de momentos, eje 3 carga muerta .....	89
23.	Diagrama de momentos, eje 3 carga sísmica .....	89

24.	Gráfica de envolvente de momentos, eje C .....	95
25.	Gráfica de envolvente de momentos, eje 3.....	96
26.	Diseño estructural, diseño de losas: planta general de losas de primer nivel .....	97
27.	Casos de continuidad en losas .....	99
28.	Momentos en losas de primer nivel.....	102
29.	Muestra gráfica de un balance de momento .....	103
30.	Planta de momentos balanceados, nivel 1.....	106
31.	Cálculo de la resistencia probable .....	119
32.	Curva de interacción .....	134
33.	Curva de interacción de resistencia .....	137
34.	Planta de áreas tributarias de niveles 1 - 2 – 3, módulo II .....	142
35.	Planta de vigas y columnas de primer nivel, módulo II .....	143
36.	Planta de vigas y columnas de segundo nivel, módulo II.....	144
37.	Planta de vigas y columnas de segundo nivel, módulo II.....	145
38.	Sistema viga – columna, eje E, módulo II .....	146
39.	Sistema viga – columna, eje 7, módulo II.....	146
40.	Modelo matemático de marco, eje E carga viva .....	157
41.	Modelo matemático de marco, eje E carga muerta.....	157
42.	Modelo matemático de marco, eje E carga sísmica.....	158
43.	Modelo matemático de marco, eje 7 carga viva .....	158
44.	Modelo matemático de marco, eje 7 carga muerta .....	159
45.	Diagrama de momentos de carga viva eje E .....	160
46.	Diagrama de momentos de carga muerta eje E.....	160
47.	Diagrama de momentos de carga sísmica eje E.....	161
48.	Diagrama de momentos de carga viva eje 7 .....	161
49.	Diagrama de momentos de carga muerta eje 7 .....	162
50.	Diagrama de momentos de carga sísmica eje 7 .....	162
51.	Envolvente de momentos, eje E viga M - N .....	166

52.	Envolvente de momentos, eje 7 viga O - P .....	166
53.	Curva de interacción, momentos y cargas en columnas .....	172
54.	Chequeo por corte simple .....	182
55.	Chequeo por corte punzonante .....	183
56.	Planta acotada de grada .....	187
57.	Imagen de referencia de armado .....	191
58.	Nudo sísmico.....	192
59.	Acción del viento sobre la estructura.....	203
60.	Detalle de cubierta en planta, para área tributaria de costanera .....	206
61.	Carga uniformemente distribuida sobre costanera .....	208
62.	Deflexión en costanera.....	213
63.	Detalle de cubierta en planta, para áreas tributarias de tendal .....	214
64.	Perfil de armadura de techo .....	215
65.	Diagrama de cuerpo libre del tendal.....	217
66.	Diagrama de corte del tendal .....	218
67.	Diagrama de momento flexionante del tendal .....	219
68.	Sección cerrada del tendal .....	220
69.	Platina de tendal.....	222
70.	Elevación típica de mampostería .....	224
71.	Ubicación de los muros de mampostería .....	225
72.	Cimiento corrido .....	240
73.	Planta de cimiento corrido .....	241
74.	Planta y elevación de cimiento corrido .....	242
75.	Planta de zapata .....	244
76.	Planta de chequeo por punzonamiento .....	245

## TABLAS

I.	Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, Población Económicamente Activa (PEA) por fuente de datos, segunda actividad productiva del año 2002.....	2
II.	Año 2002.....	3
III.	Municipalidad de Monjas, departamento de Jalapa, cantidad de jefe de hogar según rango de ingresos, año 2002.....	4
IV.	Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, valor de la producción por actividad productiva, año 2002.....	5
V.	Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, servicio de agua por fuente de datos, según cobertura y área geográfica.....	9
VI.	Municipio de Monjas, Departamento de Jalapa, servicio de drenajes por fuente de datos, según cobertura y área geográfica.....	10
VII.	Municipio de Monjas, Departamento de Jalapa, población por fuentes de datos, según sexos. ....	12
VIII.	Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, población por fuente de datos, según área geográfica.....	13
IX.	Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, población por fuente de datos, según analfabetismo .....	14
X.	Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, población por fuente de datos, según nivel de escolaridad.....	15
XI.	Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, maestro por área geográfica, según nivel de escolaridad, año 2002 .....	16
XII.	Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, población en edad estudiantil y cobertura de educación por área geográfica, según nivel de escolaridad.....	16
XIII.	Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, vivienda por número de inmueble según tenencia, año 2002 .....	18

XIV.	Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, cobertura de salud según sexo, año 2002 .....	19
XV.	Casos de muertes maternas .....	20
XVI.	Tasa de mortalidad de la niñez, 2009 .....	22
XVII.	Atención del parto .....	24
XVIII.	Casos de muertes maternas .....	25
XIX.	Alturas recomendadas de techos o entrepisos (en metros) .....	33
XX.	Cálculo de corte basal .....	49
XXI.	UBC.....	50
XXII.	Fuerza por nivel, módulo I.....	55
XXIII.	Ecuaciones de rigidez .....	57
XXIV.	Centro de rigidez, nivel 3 eje X.....	58
XXV.	Centro de rigidez, nivel 2 eje X.....	58
XXVI.	Centro de rigidez, nivel 1 eje X.....	59
XXVII.	Centro de rigidez, nivel 3 eje Y.....	59
XXVIII.	Centro de rigidez, nivel 2 eje Y.....	60
XXIX.	Centro de rigidez, nivel 1 eje Y.....	60
XXX.	Tabla de centro de masa por nivel .....	61
XXXI.	Fuerza por marco, nivel 3 sentido X.....	65
XXXII.	Fuerza por marco, nivel 2 sentido X.....	65
XXXIII.	Fuerza por marco, nivel 1 sentido X.....	66
XXXIV.	Fuerza por marco, nivel 3 sentido Y.....	66
XXXV.	Fuerza por marco, nivel 2 sentido Y.....	67
XXXVI.	Fuerza por marco, nivel 1 sentido Y.....	67
XXXVII.	Desplazamiento máximo, marco eje C, sentido X.....	68
XXXVIII.	Desplazamiento máximo, marco eje 3, sentido Y.....	68
XXXIX.	Vigas y columnas de tercer nivel.....	74
XL.	Factores de distribución angular (factor de giro) .....	76
XLI.	Cálculo de los momentos de empotramiento .....	77

XLII.	Factores de distribución lineal y momentos de entrepiso.....	84
XLIII.	Cuadro de momentos, eje C .....	92
XLIV.	Cuadro de momentos, eje 3.....	93
XLV.	Cuadro de combinaciones de momentos, eje C .....	93
XLVI.	Cuadro de combinaciones de momentos, eje 3 .....	94
XLVII.	Tabla de momentos en losas .....	101
XLVIII.	Momentos balanceados .....	105
XLIX.	Área de acero y separación del refuerzo .....	111
L.	Armado de vigas, eje C.....	118
LI.	Armado de vigas, eje 3 .....	118
LII.	Confinamiento en vigas.....	123
LIII.	Curva de interacciones para la sección y el armado propuesto.....	134
LIV.	Repartición de fuerzas por nivel.....	150
LV.	Cálculo del centro de rigidez.....	150
LVI.	Centro de rigidez por nivel .....	150
LVII.	Centro de rigidez, nivel 2 eje X .....	151
LVIII.	Centro de rigidez, nivel 1 eje X .....	151
LIX.	Centro de rigidez, nivel 3 eje Y .....	152
LX.	Centro de rigidez, nivel 2 eje Y .....	152
LXI.	Centro de rigidez, nivel 1 eje Y .....	153
LXII.	Centro de masa (Cm).....	153
LXIII.	Excentricidad .....	153
LXIV.	Fuerza por marco de nivel 3 sentido X.....	154
LXV.	Fuerza por marco de nivel 2 sentido X.....	154
LXVI.	Fuerza por marco de nivel 1 sentido X.....	155
LXVII.	Fuerza por marco de nivel 3 sentido Y.....	155
LXVIII.	Fuerza por marco de nivel 2 sentido Y.....	155
LXIX.	Fuerza por marco de nivel 1 sentido Y.....	156
LXX.	Desplazamiento máximo de marco, eje E sentido X.....	156

LXXI.	Desplazamiento máximo de marco, eje 7 sentido Y.....	156
LXXII.	Modelo matemático de marco, eje 7 carga sísmica .....	159
LXXIII.	Momentos en vigas, eje E .....	163
LXXIV.	Momentos en vigas, eje 7.....	163
LXXV.	Combinación de momentos, eje E.....	164
LXXVI.	Combinación de momentos, eje 7 .....	165
LXXVII.	Armado de vigas, eje E .....	167
LXXVIII.	Armado de vigas, eje 7.....	168
LXXIX.	Confinamiento en vigas.....	170
LXXX.	Diagrama de interacciones.....	171
LXXXI.	Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi .....	177
LXXXII.	Alturas recomendadas de techos o entrepisos (en metros) .....	200
LXXXIII.	Datos de costaneras comerciales .....	210
LXXXIV.	Propiedades geométricas del tendal .....	221
LXXXV.	Rigideces en muros.....	226
LXXXVI.	Centro de corte en muros, sentido Y.....	226
LXXXVII.	Centro de corte en muro, sentido X.....	227
LXXXVIII.	Centro de masa en muro.....	227
LXXXIX.	Peso de muros .....	229
XC.	Distribución de carga lateral, sentido Y .....	232
XCI.	Distribución de carga lateral, sentido X.....	232
XCII.	Distribución del momento de volteo, sentido Y.....	233
XCIII.	Distribución del momento de volteo, sentido X.....	233
XCIV.	Diseño a flexión de los muros .....	234
XCV.	Resultados del diseño a corte de los muros en ambos sentidos.....	235
XCVI.	Resultado de refuerzo horizontal y vertical de los muros .....	236
XCVII.	Resumen del presupuesto del salón comunal.....	250
XCVIII.	Resumen del presupuesto del edificio municipal.....	251



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>H</b>	Altura de sección del elemento
<b>A<sub>s</sub></b>	Área de acero
<b>A<sub>smax</sub></b>	Área de acero máximo
<b>A<sub>smin</sub></b>	Área de acero mínimo
<b>B</b>	Base de sección del elemento
<b>P<sub>u</sub></b>	Carga axial última
<b>W</b>	Carga distribuida
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>P</b>	Carga puntual
<b>CV</b>	Carga viva
<b>Q<sub>dis</sub></b>	Caudal de diseño
<b>cm</b>	Centímetro
<b>ρ</b>	Cuantía de acero
<b>ρ<sub>bal</sub></b>	Cuantía de acero balanceada
<b>ρ<sub>min</sub></b>	Cuantía de acero mínimo
<b>X<sub>cm</sub></b>	Distancia al centro de masa sobre eje X
<b>Y<sub>cm</sub></b>	Distancia al centro de masa sobre eje Y
<b>X<sub>cr</sub></b>	Distancia al centro de rigidez sobre eje X
<b>Y<sub>cr</sub></b>	Distancia al centro de rigidez sobre eje Y
<b>DH</b>	Distancia horizontal
<b>t</b>	Espesor de la sección del elemento (losa y zapatas)
<b>e</b>	Excentricidad
<b>F<sub>s</sub></b>	Factor de seguridad

<b>FM</b>	Fuerzas por marco
<b>L</b>	Luz del elemento
<b>E<sub>c</sub></b>	Módulo de elasticidad del concreto
<b>M<sub>u</sub></b>	Momento último
<b>d</b>	Peralte efectivo del elemento
<b>W<sub>c</sub></b>	Peso del concreto
<b>γ<sub>s</sub></b>	Peso específico del suelo
<b>f'c</b>	Resistencia nominal a compresión del concreto
<b>F<sub>y</sub></b>	Resistencia nominal a la fluencia en acero

## GLOSARIO

<b>Acero mínimo</b>	Cantidad de acero determinado por la sección y límite de fluencia del acero, necesario para evitar grietas por cambio de temperatura.
<b>ACI</b>	Instituto Americano del Concreto.
<b>AGIES</b>	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
<b>Carga muerta</b>	Son todas las cargas permanentes de la construcción, incluyendo el peso propio.
<b>Carga viva</b>	Son todas aquellas cargas que dependen del uso y la ocupación de la edificación. Peso variable dado por el personal, maquinaria, mobiliario, entre otros.
<b>Columna</b>	Elemento estructural vertical que sirve para transmitir las cargas del propio nivel y de pisos superiores hacia la cimentación.
<b>Deflexión</b>	Deformación de los elementos estructurales que se presentan en forma de curvatura del eje longitudinal al ser cargados.

<b>Envolvente</b>	Es un diagrama que representa los esfuerzos máximos y mínimos sobre un elemento estructural.
<b>Estribo</b>	Refuerzo transversal que absorbe los esfuerzos de corte de un elemento estructural.
<b>Estructura</b>	Conjunto de elementos encargados de resistir los efectos de las cargas que actúan sobre él impidiendo que se deforme.
<b>Losa</b>	Elemento estructural plano y macizo de un piso de concreto reforzado soportado por viguetas, vigas o columnas de espesor uniforme.
<b>Momento</b>	Magnitud resultante del producto del valor de una fuerza por su distancia a un punto de referencia.
<b>Momento último</b>	Momento resistente afectado por un factor de magnificación, con el objetivo de asegurar que los elementos estructurales sean diseñados para soportar las fuerzas actuantes.
<b>Rigidez</b>	Capacidad que tiene un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin deformarse o desplazarse.
<b>Viga</b>	Es un elemento estructural que sirve para cargar y soportar las cargas actuantes producto de un esfuerzo trabajando básicamente a flexión.

**Zapata**

Es un elemento estructural cuya finalidad es transmitir la carga total de la estructura al suelo, para que la misma pueda ser disipada.



## RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), el cual se realizó en el municipio de Monjas, departamento de Jalapa.

Este trabajo se divide en tres capítulos. El primer capítulo presenta el diagnóstico de un informe amplio sobre las características del área de estudio, dicho informe permite conocer las necesidades básicas del municipio con el objetivo de presentar posibles soluciones e identificar necesidades prioritarias en ese momento.

El segundo capítulo comprende el diseño del edificio municipal de Monjas, Jalapa, el cual consiste en un diseño estructural con el diseño de la municipalidad que va a ser con marcos rígidos y los muros son piniados, desde las vigas conectoras las cargas consideradas son: muertas, vivas y sísmicas; las primeras dependen del uso de la estructura; la segunda depende del material y método constructivo en el análisis estructural.

El tercer capítulo comprende el diseño de un salón municipal para la Municipalidad de Monjas, Jalapa. Este consiste en un sistema estructural elaborado a través de muros de mampostería y cubierta metálica, las cargas consideradas son: viva, muerta y sísmica; la primera depende del uso de la estructura; la segunda depende del material y método constructivo, y la tercera de las dos anteriores. En el análisis estructural se realizaron las diferentes combinaciones de carga y con las más críticas se diseñaron los elementos estructurales.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Contribuir al mejoramiento de la infraestructura de los habitantes de las comunidades del Municipio de Monjas y aldea San Juan Sálamo.

### **Específicos**

1. Realizar el diseño de la Municipalidad de Monjas.
2. Realizar el diseño del salón de la aldea San Juan Sálamo, Monjas.
3. Proveer a la comunidad de la aldea San Juan Sálamo de planos y presupuesto necesarios para la construcción del proyecto.
4. Desarrollar una estructura funcional y económica para la comunidad.
5. Diseñar la municipalidad con los conocimientos adquiridos en la Facultad de Ingeniería desde el punto de vista teórico-práctico, para el beneficio de la población.



## INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) pretende contribuir con el desarrollo de diferentes comunidades en el interior del país, dentro del municipio asignado, brindando el apoyo técnico necesario y buscando soluciones a los problemas y necesidades que se tengan.

Las municipalidades buscan constantemente mejorar la calidad de vida de sus habitantes, partiendo de lo anterior, la Municipalidad de Monjas no está exenta de ese interés obligatorio por la mejora continua en el desarrollo del municipio, por lo que se constituye como necesaria la realización de diversos proyectos que tienen como fin el bienestar de los pobladores.

Según un estudio de necesidades y problemática, en coordinación con la Oficina Municipal de Planificación (OMP), del municipio de Monjas, departamento de Jalapa, se tomó como prioridad el proyecto de infraestructura del diseño del salón de aldea San Juan Sálamo. Y, en Monjas, se tomó como prioridad el diseño de la Municipalidad de Monjas, ya que la actual está muy deteriorada.



# 1. DIAGNÓSTICO

- Características generales del municipio

El contenido de este capítulo dará a conocer los aspectos más importantes que identifican al municipio de Monjas, departamento de Jalapa.

- Marco general

Comprende los antecedentes históricos, localización, extensión territorial, orografía, clima, fauna y flora del municipio.

## 1.1. Economía y producción

Se desarrolla el tema en los siguientes incisos.

### 1.1.1. Económicamente activa

La Población Económicamente Activa (PEA) la constituyen las personas que están en edad de trabajar, que tienen una ocupación o la buscan activamente, es decir la suma de los ocupados y los desocupados. A continuación se presenta la información de la población económicamente activa del municipio:

Tabla I. **Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, Población Económicamente Activa (PEA) por fuente de datos, segunda actividad productiva, año 2002**

<b>Actividades</b>	1 994	%	2 002	%
<b>Agrícola</b>	4 341	91	3 501	94
<b>Servicios</b>	286	6	873	3
<b>Comercio</b>	54	1	244	2
<b>Artesanal</b>	46	1	499	1
<b>Otros</b>	43	1	134	0
<b>Totales</b>	4 770	100	134	100

Fuente: elaboración propia, mediante investigación de campo.

En el cuadro anterior se observa que la actividad agrícola representa la principal actividad que realizan las personas de edad comprendida en el rango de población económicamente activa, en segundo lugar se identifica la actividad de servicios, debido a que en esta se agrupan los albañiles, maestros y transportistas. Es importante indicar que la actividad de comercio abarca una cantidad considerable de población y cada vez más personas encuentran en esta actividad una alternativa para satisfacer sus necesidades básicas

### **1.1.2. Empleo y niveles de ingreso**

Según datos determinados por la encuesta realizada, en el municipio existen personas que se dedican a varias actividades productivas, con el fin de obtener mayores ingresos. El 55 % se dedica a la agricultura bajo la modalidad de medianía o como jornaleros con un salario de Q. 30,00 diarios, sin percibir prestaciones laborales.

Las características de los suelos y la cultura de la población son las principales razones por las que la agricultura es la actividad dominante dentro de la economía del lugar.

Tabla II. **Año 2002**

Actividades	Número de trabajadores	%
Agrícola	217	54
Pecuario	9	2
Artesanía	26	7
Industrial	4	1
Servicios	45	11
Comercio	15	4
Otras actividades	82	21
Total	398	100

Fuente: elaboración propia, mediante investigación de campo.

En el cuadro anterior se describen las actividades a las que se dedican los jefes de hogar y, como se puede observar, la actividad agrícola es la que genera la mayor cantidad de empleos.

A continuación se presenta el nivel de ingresos de los habitantes:

Tabla III. **Municipalidad de Monjas, departamento de Jalapa, cantidad de jefes de hogar según rango de ingresos, año 2002**

<b>Ingresos mensuales (Quetzales)</b>	<b>Jefes de hogar</b>	<b>%</b>
300	5	1
301- 500	27	7
501- 1000	186	47
1500	72	18
1501-2000	42	10
Mayor de 2000	66	17

Fuente: elaboración propia, mediante investigación de campo.

### **1.1.3. Tipos de organización productiva**

Por medio de la investigación realizada se determinó que la única organización formal existente en el Municipio es la Asociación de Ganaderos y Agricultores (AGAM), que tiene entre los estatutos de constitución los objetivos siguientes: promover el desarrollo y mejoramiento de la ganadería y la agricultura en el municipio, prestar ayuda y asistencia técnica a los asociados, incluido el manejo de hatos, reproducción y manejo de ejemplares, así como la tecnificación y desarrollo de la actividad agrícola del municipio, entre otros.

En la actualidad dicha organización no cumple con esos objetivos debido a que únicamente tiene actividades de celebración, tales como: corridas de cintas, jaripeos en la feria de la localidad y otras actividades de festejo, con lo cual pierde el carácter de organización productiva.

#### 1.1.4. Actividades productivas

Las actividades que se realizan en el municipio de Monjas son: agrícola, pecuaria y artesanal, y forman parte importante en la economía del lugar.

La siguiente tabla presenta la participación de cada una de ellas:

Tabla IV. **Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, valor de la producción por actividad productiva, año 2002**

<b>Actividad productiva</b>	<b>Valor de producción (Q)</b>	<b>%</b>
Agrícola	3 389 953	37
Pecuaria	1 042 965	11
Artesanal	4 702 176	52
Total de producción de municipio	9 135 094	100

Fuente: elaboración propia, mediante investigación de campo.

Las actividades mencionadas son importantes en la región, se considera que el tipo de suelos, clima y otras condiciones son propicios para su desarrollo. Los resultados del cuadro anterior determinan la participación de las actividades productivas dentro del desarrollo socioeconómico del lugar, se confirma que la actividad agrícola es la principal actividad productiva. Estas actividades representan significativos ingresos y otros beneficios.

#### 1.1.5. Agrícola

La producción agrícola es la actividad más importante, situación que obedece a que los suelos de Monjas son fértiles y aptos para producir diversidad de productos, entre los principales se pueden mencionar el maíz y frijol, que constituyen la base alimenticia para la población.

La producción de tabaco ha significado la fuente principal de ingresos para los productores de dicho sector, pero ha venido en disminución debido al retiro de las tabacaleras, por lo que los productores se han visto en la necesidad de buscar cultivos sustitutos como el elote dulce, pepino, entre otros.

El sector agrícola es el más importante en la economía del municipio, sin embargo, su desarrollo se ha limitado por diferentes aspectos que no le han permitido incrementar la producción, generar empleo y mejorar, entre ellos están:

- La caída del precio del tabaco en el mercado nacional, este ha sido uno de los principales productos agrícolas del municipio, por lo que este fenómeno económico ha afectado significativamente a la población.
- El sector agrícola es afectado directamente por los fenómenos naturales, económicos y sociales, por lo que se ha convertido en una actividad inestable, tanto así que las instituciones bancarias que brindaban apoyo financiero lo han retirado por constituir préstamos de alto riesgo.
- Uso de bajos niveles tecnológicos.
- Escasa diversificación de la producción.

#### **1.1.6. Pecuaria**

En el sector pecuario la actividad que se realiza en mayor grado es la producción de ganado bovino, el que se utiliza principalmente para la obtención de leche, la que es vendida localmente, también se producen algunos derivados

de la leche, los que se comercializan dentro del municipio. La crianza de marranos se realiza en menor cantidad.

#### **1.1.7. Artesanal**

El sector artesanal participa de forma activa dentro de la economía del municipio, se realizan las siguientes actividades: panadería, carpintería, herrería, entre otras.

#### **1.1.8. Agroindustrial**

Se determinó que no existe agroindustria en el área del municipio.

#### **1.1.9. Industrial**

En el municipio de Monjas no existe sector industrial.

#### **1.1.10. Comercio y servicios**

El comercio y la prestación de servicios representan parte importante en la economía del municipio, esta situación obedece principalmente a la diversidad de comercios existentes, tales como farmacias, ventas de repuestos, gasolineras, venta de productos agroquímicos, hoteles, restaurantes, funerarias, entre otros.

En la prestación de servicios se localizan bancos, cooperativas, *car wash*, salones de belleza, entre otros. Como se mencionó anteriormente, este sector es de gran relevancia en la economía del municipio de Monjas, debido a que genera en gran número fuentes de trabajo para la población.

### **1.1.11. Producción**

Es el crédito utilizado en las actividades agropecuarias e industriales. De acuerdo al destino directo se llamarán créditos de avío aquellos destinados a operaciones cuyo rendimiento se obtendrá en un corto plazo, y créditos refaccionarios se empleará en actividades cuya realización es a largo plazo, como la instalación de maquinaria (agropecuaria, ganadería, agricultura, apicultura, avicultura, caza y pesca).

## **1.2. Servicio de agua**

Se explica a continuación:

### **1.2.1. Agua potable**

El servicio de agua es indispensable para la población de cualquier lugar o poblado, el uso principal es para satisfacer las necesidades del cuerpo a permanecer hidratado, para la preparación de alimentos y bebidas, este servicio permite que la población tenga condiciones adecuadas para evitar enfermedades que afecten la salud de los habitantes.

En el municipio se estableció que la cobertura de agua que existe no llena los requisitos para considerarse como potable, no existen plantas de tratamiento de agua, el proceso de purificación utilizado consiste en aplicar ciertas cantidades de cloro a los depósitos de agua, la cual es distribuida por medio de la tubería municipal. A continuación se presenta la información sobre la cobertura de este servicio de acuerdo al censo de 2002 y se hace la comparación con la información recabada según la encuesta de 2002.

Tabla V. **Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, servicio de agua por fuente de datos, según cobertura y área geográfica**

<b>Cobertura/Área geográfica</b>	<b>Año hogares</b>	<b>1994 %</b>	<b>Año hogares</b>	<b>2002 %</b>	<b>Encuesta hogares</b>	<b>2002 %</b>
Con servicio						
Urbana	1,460	66	1,976	57	102	40
Rural	752	34	1,481	43	152	60
Total con servicio	2,212	100	3,457	100	254	100
% de cobertura	55		81 %		64 %	
Sin servicio						
urbana	418	23	130	16	56	39
Rural	1,401	77	680	84	88	61
Total sin servicio	1,819	100	810	100	144	100
% de cobertura	45 %		19 %		36 %	
Total de cobertura	4,031		4,267		398	

Fuente: elaboración propia, con base en datos del Instituto Nacional de Estadística (INE). X  
*Censo de población de 1994. s/p*

De acuerdo a la información de la tabla anterior, se logró determinar que para el año 2002 existe un aumento del 26 % en la cobertura del servicio de agua para el área rural, como resultado de los programas impulsados por los diferentes comités promejoramiento. Esto se constató en el trabajo de campo, la mayoría de los centros poblados, así como los hogares de la cabecera municipal, cuentan con este servicio tan indispensable. Se deduce que la municipalidad ha logrado aumentar la cobertura de este servicio en un porcentaje significativo.

### **1.3. Servicios sanitarios**

Se describen a continuación:

### 1.3.1. Drenajes

Es uno de los servicios públicos más importantes que debe prestar la municipalidad, comprende el tratamiento de aguas pluviales y servidas. A continuación se presenta la información que muestra la cobertura de este servicio para el año 2002 y la comparación con los datos según encuesta:

Tabla VI. **Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, servicio de drenajes por fuente de datos, según cobertura y área geográfica**

Cobertura/Área geográfica	Censo hogares	1994 %	Año hogares	2002 %	Encuesta hogares	2002 %
Con servicio						
Urbana	792	87	1,284	92	105	93
Rural	121	13	107	8	8	7
Total con servicio	913	100	1,391	100	113	100
% de cobertura	23 %		33 %		28 %	
Sin servicio						
urbana	1,086	35	822	29	53	19
Rural	2,032	65	2,054	71	232	81
Total sin servicio	3,118	100	2,876	100	285	100
% de cobertura	77 %		67 %		72 %	
Total de cobertura	4,031		4,267		388	

Fuente: elaboración propia, con base en datos del Instituto Nacional de Estadística (INE). X  
Censo de población de 1994. s/p

Al comparar la información recabada en la encuesta con los datos del censo del 2002, se determinó un decremento del 5 % en la cobertura de este servicio, sin embargo las condiciones observadas no reflejan este decrecimiento. La información para el año 2002, comparada con el censo de 1994, muestra un 10 % de incremento, lo cual es más acertado debido a que refleja la realidad del municipio.

Asimismo, la municipalidad no cuenta con un sistema de tratamiento de aguas pluviales y servidas para el área urbana, lo que se traduce en que las probabilidades de que se realice este sistema en el área rural son muy bajas.

### **1.3.2. Servicio de extracción de basura**

La situación de este servicio es poco significativa, debido a que solamente el 40 % de la población urbana lo utiliza, es prestado por vehículos particulares que recolectan la basura de puerta en puerta en los hogares. Las personas que no hacen uso de este servicio acumulan la basura para botarla en lugares baldíos o quemarla, lo cual ocasiona problemas de ornato y focos de contaminación ambiental.

### **1.3.3. Tratamiento de basura**

La basura recolectada es depositada en un basurero municipal, ubicado a tres kilómetros del pueblo, ruta a la aldea Jocote Dulce. El proceso de tratamiento de los desechos sólidos es rudimentario y consiste en quemar la basura.

## **1.4. Población**

En toda investigación socioeconómica es de gran importancia conocer las características principales de la población, tales como edad, sexo, grupo étnico, crecimiento poblacional, entre otros aspectos, debido a que el recurso humano constituye el principal elemento de toda sociedad.

La densidad poblacional es un indicador que permite conocer la forma en que está distribuida la población en el territorio del municipio. La extensión

territorial es de 256 kilómetros cuadrados. El total de la población en el 2002 es de 24 032 habitantes y su densidad demográfica es de 94 habitantes por kilómetro cuadrado.

#### 1.4.1. Población por edad y sexo

Para una adecuada planificación de educación y empleo es indispensable tener conocimiento de las características demográficas más importantes de la población: edad y sexo.

A continuación se presenta la población del municipio por rangos de edades:

Tabla VII. **Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, población por fuentes de datos, según sexos**

	Censo 1994		Año 2002		Encuesta 2002	
<b>Sexo</b>	<b>Habitantes</b>	<b>%</b>	<b>Habitantes</b>	<b>%</b>	<b>Habitantes</b>	<b>%</b>
Hombres	9 288	48	9 844	47	1 019	51
Mujeres	10 070	52	11 225	53	984	49
Totales	19 358	100	21 069	100	2 003	100

Fuente: elaboración propia, con base en datos del Instituto Nacional de Estadística (INE). X  
*Censo de población de 1994. s/p*

Al comparar los datos de la encuesta con la información del censo de 1994, se observa un aumento de 3 % de hombres y en ese mismo porcentaje disminuyó el rango de mujeres. Con relación a la proyección del 2002, el incremento de hombres es del 1 % y las mujeres disminuyeron en igual proporción. La tendencia de aumento y disminución de ambos sexos es equilibrada, aunque los porcentajes no son significativos representan la base de

la sociedad a través de la participación en las actividades productivas y de desarrollo del municipio.

### 1.4.2. Área urbana y rural

Población del área urbana es aquella que se concentra en la cabecera municipal, la población del área rural se encuentra ubicada en aldeas, caseríos, fincas y otras.

A continuación se presenta el cuadro de población distribuido por habitantes del área urbana y el área rural del municipio.

Tabla VIII. **Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, población por fuente de datos, según área geográfica**

	<b>Censo 1994</b>		<b>Año 2002</b>		<b>Encuesta 2002</b>	
<b>Área</b>	<b>Habitantes</b>	<b>%</b>	<b>Habitantes</b>	<b>%</b>	<b>Habitantes</b>	<b>%</b>
Urbana	8,627	45	9 889	47	734	37
Rural	10,731	55	11 180	53	1 269	63
Totales	19,358	100	21 069	100	2 003	100

Fuente: elaboración propia, con base en datos del Instituto Nacional de Estadística (INE). X  
Censo de población de 1994. s/p

En el cuadro anterior se observa que existe un incremento del 8 % en la población rural al comparar el año 1994 con los datos de la encuesta, de acuerdo a la proyección este comportamiento se mantiene. En lo que respecta al área urbana, la disminución observada se debe a la emigración de la

población joven, en su mayoría masculina, hacia los Estados Unidos de Norte América.

### 1.5. Educación

La educación es uno de los factores fundamentales para el desarrollo del ser humano, por lo que es importante establecer el grado de analfabetismo existente en el municipio objeto de estudio, es por ello que en la siguiente tabla se presentan datos de la población que sabe o no leer y escribir.

Tabla IX. **Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, población por fuente de datos, según analfabetismo**

Analfabetismo	Censo 1994		Año 2002		Encuesta 2002	
	Habitantes	%	Habitantes	%	Habitantes	%
Alfabetas	6,389	61	12 266	71	1 194	60
Analfabetas	4,047	39	4 993	29	809	40
Totales	10,436	100	17 259	100	2 003	100

Fuente: elaboración propia, con base en investigación de campo.

La tabla anterior muestra una disminución de 10 % de la población que sabe leer y escribir al relacionar datos del censo 1994 con la encuesta, lo cual no es significativo, debido a que el crecimiento poblacional supera los índices de cobertura en los programas de educación.

En términos generales el nivel de educación en el municipio es bajo, el 40 % de la población es analfabeta y el resto de la población realizó estudios de

preprimaria, primaria, nivel medio y estudios superiores. Los niveles de escolaridad que existen en el municipio se describen en la siguiente tabla:

Tabla X. **Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, población por fuente de datos, según nivel de escolaridad**

Nivel	Censo 1994		Año 2002		Encuesta 2002	
	Habitantes	%	Habitantes	%	Habitantes	%
Preprimaria	292	2	404	2	954	13
Primaria	8 208	54	9 461	55	3 695	51
Medio	1 137	8	2 321	14	1 778	25
Superior	60	0	192	1	12	0
Ninguno	5 381	36	4 883	28	809	11
Totales	15 078	100	17 259	100	7 248	100

Fuente: elaboración propia, con base en datos del Instituto Nacional de Estadística (INE). X  
Censo de población de 1994. s/p

Al relacionar la información del censo de 1994 con la encuesta se observa un incremento de acceso a la educación preprimaria del 11 % y en nivel medio de un 17 %, lo cual es relevante y esto se debe al incremento de escuelas en el municipio. En educación primaria se visualiza una disminución del 3 %, lo que es perjudicial para el desarrollo de la población.

A continuación se describe la cobertura de maestros de acuerdo a cada nivel educativo:

Tabla XI. **Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, maestro por área geográfica, según nivel de escolaridad, año 2002**

Nivel de escolaridad	Urbana	Población rural	Total	Maestros	%
Preprimaria	424	530	954	21	14
Primaria	1 464	2 231	3 695	83	58
Media	1 133	645	1 778	40	28
Total	3 021	3 406	6 477	144	100

Fuente: elaboración propia, con base en datos del Instituto Nacional de Estadística (INE). X  
*Censo de población de 1994 y Censo Nacional de Población 2002. s/p*

Como se observa en la tabla anterior, el mayor número de maestros atienden el nivel primario, lo cual refleja que la mayoría de la población con acceso a la educación se concentra en dicho nivel, también se observa la relación de un maestro por cada 45 alumnos. En el nivel medio se presenta la misma proporción de cobertura.

En la tabla siguiente se presenta la cobertura de educación:

Tabla XII. **Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, población en edad estudiantil y cobertura de educación por área geográfica, según nivel de escolaridad**

Niveles	Año 1994			Año 2002					
	Urbana	Rural	Total	Urbana	%	Rural	%	Total	%
preprimaria	2,052	2,721	4,773	424	21	530	19	954	20
primaria	3,437	4,747	8,184	1,464	43	2,231	47	3,695	45
Media	3,354	3,937	7,291	1,133	34	645	16	1,778	24
Total			20,248	3,021		3,406		6,427	

Fuente: elaboración propia, con base en datos del Instituto Nacional de Estadística (INE). X  
*Censo de población de 1994 y Censo Nacional de Población 2002. s/p*

Los datos obtenidos en la tabla anterior muestran que la cobertura de la educación preprimaria es mayor en el área urbana, debido a que la mayor cantidad de establecimientos que imparten dicho nivel solo se ubican en el área urbana.

La cobertura de educación a nivel primario es mayor en el área rural, esto debido a la cantidad de población existente en dicha área, pero es importante notar que para la cobertura del nivel medio disminuye debido a que los niños se incorporan a las actividades productivas.

Es importante resaltar que existe indiferencia de las personas por asistir a la escuela, debido a la alternativa de emigrar a los Estados Unidos de Norte América para buscar nuevas y mejores condiciones de vida, para lo cual no se requiere una preparación académica.

Según la observación realizada se estableció que las escuelas no cuentan con mobiliario y equipo adecuado, el personal no es suficiente para desarrollar de forma eficiente las actividades educativas, porque existen escuelas donde los maestros desempeñan múltiples funciones.

## **1.6. Vivienda**

De acuerdo al censo de población y habitación de 1994 existen en el municipio 4 031 unidades habitacionales, entre las que hay casas formales, apartamentos, ranchos y casas improvisadas distribuidas en los diferentes centros poblados.

A continuación se presenta la forma de tenencia de vivienda:

Tabla XIII. **Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, vivienda por número de inmueble, según tenencia, año 2002**

<b>Tendencia</b>	<b>No. de inmuebles</b>	<b>%</b>
Propia	333	84
Alquilada	32	8
Otros	33	8
Totales	398	100

Fuente: elaboración propia, con base en investigación de campo.

Como se observa en la tabla anterior, la vivienda es propia en un 84 %, un 8 % es alquilado y los pagos realizados por ese concepto oscilan entre Q. 200,00 y Q. 500,00, lo que depende de la ubicación y el tamaño de la vivienda. El restante 8 % se considera en la categoría de otros, entre los cuales se puede mencionar el colonato, por medio del cual las personas viven sin pagar alquiler en forma monetaria, sino que pagan con fuerza de trabajo en el momento que lo requiera el propietario.

### **1.6.1. Condiciones de vivienda**

En el municipio de Monjas, el 23 % de las viviendas tienen piso de tierra, lo cual es un indicador de la precariedad de las viviendas (INE, 2002). El 95,4 % del total de viviendas son viviendas formales, el 2,7 % son casas improvisadas y el resto son ranchos-apartamentos. El 49 % está construido de adobe y el 30 % de *block*; el 79 % cuenta con techos de láminas y el 23 % de teja. El promedio de personas por hogar es de 4,94.

## 1.7. Salud

El área urbana cuenta con un centro de salud estatal ubicado en el barrio La Reforma y puestos de salud ubicados en las aldeas: San Juan Sálamo, Plan de la Cruz y San Juancito. Dentro de los programas prioritarios se encuentran: inmunización, atención a niños, niñas y adolescentes, atención al adulto y personas con discapacidad y en general todas aquellas enfermedades de carácter ambulatorio. Todos estos servicios los recibe la población en forma gratuita.

Además de lo anterior, también existen en el municipio cinco clínicas médicas y un centro médico particular, los cuales, al igual que el centro de salud, no cuentan con el servicio de encamamiento.

A continuación se presenta la cobertura de salud según sexo:

Tabla XIV. **Municipio de Monjas, departamento de Jalapa, cobertura de salud, según sexo, año 2002**

Concepto	Cantidad de personas
Masculino	1 576
Femenino	2 006
Totales	3 582
Población total	29 853
Porcentaje de cobertura	12 %

Fuente: elaboración propia, con base en datos del Ministerio de Salud Pública y Asistencia social, Departamento de Epidemiología, Vigilancia y control Epidemiológico. *Memoria anual de vigilancia epidemiológica, indicadores básicos de análisis de situación de salud.* s/p

Como se observa en el cuadro anterior, en el año 2002 la cobertura de servicios de salud asciende a un 12 %, lo que significa que del total de la población solo 3 582 personas requirieron servicios médicos.

### 1.8. Mortalidad en niños y niñas menores de cinco años

Se debe reducir de 248, que había en 1989, a 62 para el 2015, las muertes maternas por cada 100,000 mil nacidos vivos.

Al 2009 para el nivel municipal no se reportaron casos, por lo cual no aplica la base de cálculo de la razón de mortalidad materna por cada 100 000 nacidos vivos. El estudio de mortalidad materna 2007 revela que para ese año la razón de MM se redujo a 134 muertes por cada cien mil nacidos vivos.

Monjas es uno de los municipios que no reportó mortalidad materna, sin embargo se debe contar con acciones que permitan la mejora de atención al parto calificado para continuar con la tasa de 0.

Tabla XV. **Casos de muertes maternas**

<b>Casos de muertes maternas,</b>	
<b>Descripción</b>	<b>Casos/Razón MM</b>
Casos reportados a nivel municipal (2009)	0
Razón de mortalidad materna por departamento (2005)	200
Razón de mortalidad materna nacional (2007)	134

Fuente: elaboración propia.

### **1.9. Reducir la mortalidad de los niños menores de 5 años**

Se debe reducir la mortalidad de los niños menores de 5 años y reducir en dos terceras partes, entre 1990 y 2015, la mortalidad de los niños menores de 5 años (por mil nacidos vivos). Con esta meta se pretende reducir para el año 2015:

- De 110 a 37 la tasa de mortalidad en niñas y niños menores de 5 años
- De 73 a 24 la tasa de mortalidad de niños menores de un año

Para el año 2008/2009 la tasa a nivel nacional para mortalidad infantil fue de 30 y la tasa de mortalidad en niños y niñas menores de cinco años fue de 42.

En el municipio, para el año 2008 la tasa de mortalidad en niños menores de cinco años fue de 0/1000 (memoria de salud de Monjas) y para los menores de un año de 14/1000.

Para contribuir a mejorar estas cifras, es necesario la construcción y equipamiento de la sala de maternidad en el centro de salud.

Tabla XVI. **Tasa de mortalidad de la niñez, 2009**

<b>Tasa de mortalidad de la niñez, 2009</b>		
<b>Niveles</b>	<b>Tasa</b>	
	<b>&lt;1 año</b>	<b>&lt; 5 años</b>
Municipal	14	0
Departamental	1	12
Nacional	30	42

Fuente: elaboración propia.

### **1.9.1. Mejorar la salud materna**

Se debe reducir de 248, que había en 1989, a 62 para el 2015, las muertes maternas, por cada 100,000 mil nacidos vivos. Esta es la proporción de partos con asistencia de personal sanitario especializado (médico o enfermera).

En el municipio la mayoría de partos no reciben ninguna atención. Además, los que reciben atención, en su mayoría, acuden a una comadrona, lo que se refleja en las tasas de mortalidad materno-infantil reportadas.

Actualmente se cuenta con el servicio que brindan 45 comadronas adiestradas, que atienden a las pacientes a domicilio y en cualquier horario.

### **1.10. Mortalidad materna**

En el municipio de Monjas no se registra en 2008 muestra materna, siendo uno de los municipio que ha contribuido a lo largo del tiempo a la meta del país para los ODM.

Las estadísticas vitales de Monjas del 2006 reflejan que el 37 % de partos en el municipio son atendidos por comadronas, el 2 % por personal calificado y el 61 % no es atendido por ningún tipo de servicio. De estos el 20 % (97 partos) han sido en adolescentes entre 15 y 19 años, de acuerdo a los datos del MSPAS en 2009 la dinámica ha mejorado, por lo que el 63 % de los partos recibieron atención médica.

El ODM establece que todo embarazo y parto implica riesgos y debe ser atendido por personal calificado.

#### **1.10.1. Mejorar la salud materna**

En 1989, el número de muertes maternas era de 248 por cada 100 000 nacidos vivos. La meta es lograr una reducción a 62 muertes por cada 100 000 nacimientos para el 2015. Esta es la meta de reducir la cantidad de partos que son atendidos por un profesional médico, como una enfermera o un médico.

En el municipio, muchas entregas pasan desapercibidas para el público. Como resultado, las altas tasas de mortalidad infantil y materna reportadas en la región pueden atribuirse a este hecho. Además, las personas que buscan atención generalmente reciben atención de una partera.

La atención domiciliaria y las 24 horas está a cargo de 45 parteras capacitadas.

Tabla XVII. **Atención del parto**

<b>Atención del parto</b>		
<b>Atención recibida</b>	<b>No.</b>	<b>%</b>
Médica	8	2
Comadrona	186	37
Empírica/Ninguna	309	61
Total de partos	503	100

Fuente: elaboración propia, con base en datos del INE.

#### **1.10.2. Mejorar la salud materna**

Se debe reducir de 248, que había en 1989, a 62 para el 2015, las muertes materna por cada 10 000 mil nacidos vivos.

Al 2009, para el nivel municipal, no se reportaron casos, por lo cual no aplica la base de cálculo de la razón de mortalidad materna por cada 100 000 nacidos vivos.

El estudio de mortalidad materna de 2007 revela que para ese año la razón de MM se redujo a 134 muertes por cada cien mil nacidos vivos.

Monjas es uno de los municipios que no reportó mortalidad materna, sin embargo se debe contar con acciones que permitan la mejor atención al parto calificado para continuar con la tasa de 0.

Tabla XVIII. **Casos de muertes maternas**

<b>Descripción</b>	<b>Casos/Razón MM</b>
Casos reportados a nivel municipal (2009)	0
Razón de mortalidad materna por departamento (2005)	200
Razón de mortalidad materna nacional (2007)	134

Fuente: elaboración propia.

### **1.10.3. Mortalidad general**

En 2008 se reportaron 108 muertes, lo que da una tasa de 5/1000 habitantes, las principales causas de mortalidad general son enfermedades crónicas, degenerativas, enfermedades infecciosas (neumonías, diarreas, septicemia) y los homicidios.



## **2. DISEÑO DE EDIFICIO MUNICIPAL DE MONJAS, JALAPA**

### **2.1. Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en diseñar un edificio municipal de tres niveles que cumpla con todos los requerimientos necesarios para satisfacer las necesidades de la comunidad. Contará con servicios de agua potable, drenajes, energía eléctrica y se diseñarán los siguientes ambientes:

- Primer nivel
  - Locales comerciales
  - Bodega municipal
  - Guardianía
  - Oficina de control de malaria
  - Cuarto de máquinas
  - Servicios sanitarios
  - Encargados de bodegas
  - Área de basura
  
- Segundo nivel
  - Información
  - Contador
  - Oficina de tesorería
  - Oficina de IUSI
  - Biblioteca municipal

- Policía municipal de tránsito
  - Oficina de juez municipal
  - Departamento de información y soporte técnico
  - Oficina de la mujer
  - Oficina de servicios y publicidad
  - Oficina de recursos humanos
  - Oficina de medio ambiente
  - Dirección de agua
  - Archivo general
  - Servicios sanitarios
- Tercer nivel
    - Coordinador de DMP
    - Coordinador de COCODES
    - Técnico de DMP
    - Sala de juntas
    - Secretario municipal
    - Síndico y consejos
    - Salón de presentación
    - Oficina del alcalde
    - Oficina del vicealcalde

Su estructura se diseñará con marcos rígidos y losas planas de concreto reforzado, cumpliendo las normas del ACI 318-08, capítulos 6 y 7, que rigen estas estructuras. Las plantas del edificio municipal constan de un módulo debido a su simetría, ya que este módulo presenta una rigidez de la estructura para evitar las posibles fallas en los elementos estructurales al momento de un sismo.

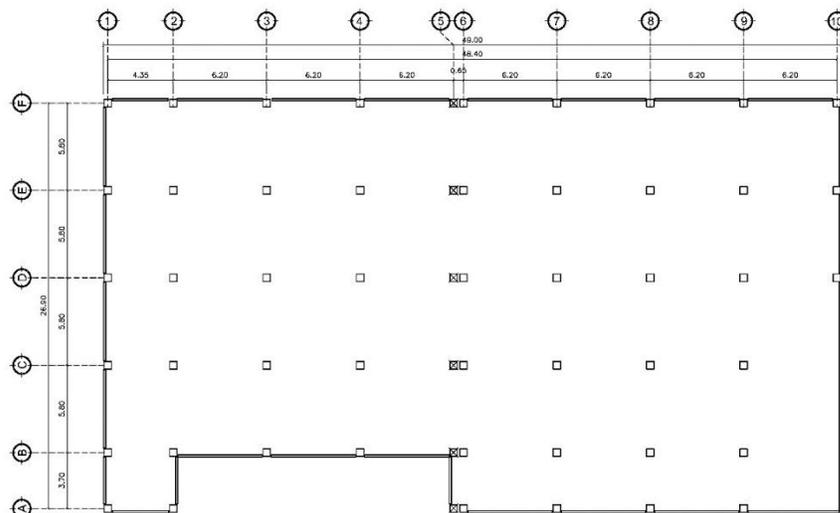
### 2.1.1. Ubicación del edificio

Este proyecto se localiza en el municipio de Monjas, Jalapa, y la ubicación del edificio es en el centro del municipio, enfrente del mercado municipal.

### 2.2. Distribución arquitectónica

Durante el proceso de investigativo, y con el análisis, se desarrolló el programa de necesidades, para cumplir con las necesidades de este edificio municipal. Ya que en el primer nivel se hace un área de locales con parqueo para el señor alcalde y la corporación, el segundo nivel es para áreas administrativas y el tercer nivel es para el despacho del alcalde, la corporación y las oficinas de más realce.

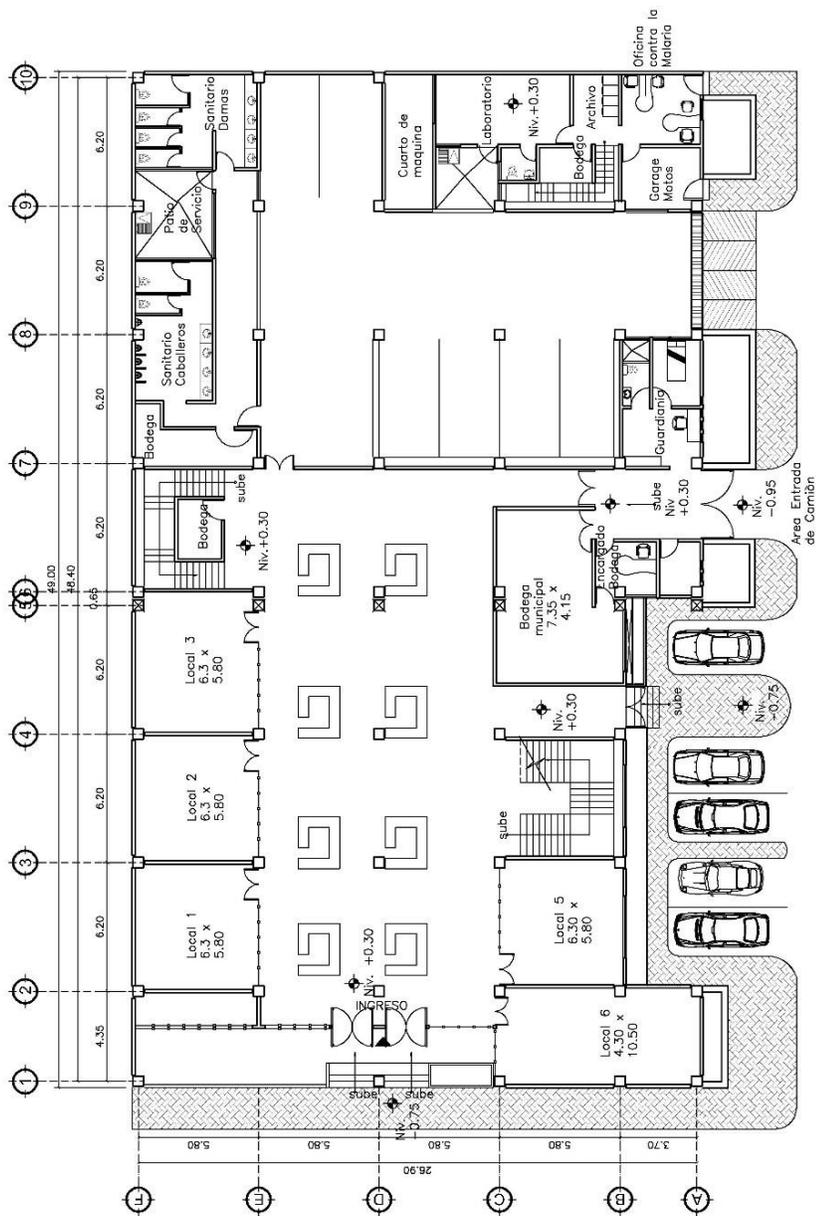
Figura 1. Edificio municipal con su módulo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

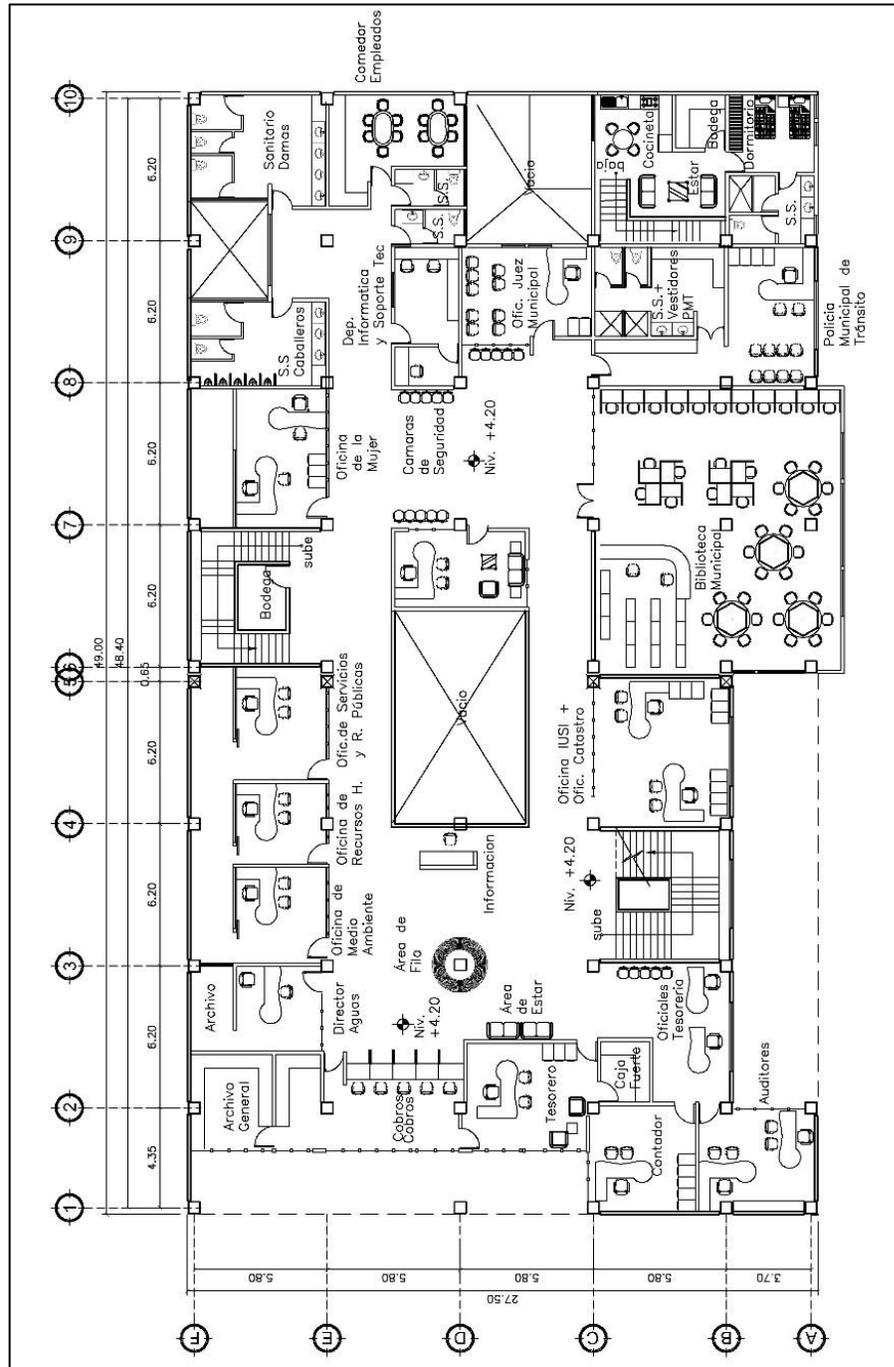
En las figuras 2, 3 y 4 se puede apreciar la distribución de los ambientes del primer, segundo y tercer nivel:

Figura 2. **Distribución arquitectónica del primer nivel**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 3. Distribución arquitectónica del segundo nivel



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.



### 2.2.1. Ubicación del edificio

El sitio de construcción está frente al mercado municipal, en Monjas, Jalapa.

### 2.2.2. Distribución de ambientes

Para atender las necesidades de su investigación, y con la ayuda de su análisis, el gobierno municipal creó un programa de necesidades. Este programa atendió la demanda de espacio de estacionamiento para la alcaldía y corporación, así como oficinas administrativas en el segundo nivel y la alcaldía, oficinas ejecutivas y oficinas más importantes en el tercer nivel.

#### 2.2.2.1. Altura del edificio

El edificio de la municipalidad será de tres niveles, y cumple con las normas de la sección de diseño y desarrollo de edificios del INFOM.

Tabla XIX. **Alturas recomendadas de techos o entrepisos (en metros)**

<b>Proyectos</b>	<b>Clima templado o frío</b>	<b>Clima cálido</b>
Edificio municipal	2,65	3,00
Mercado	4,50	4,80
Locales fijos	2,65	3,00
Rastros	4,50	4,80
Centro de uso comunal	4,50	4,80
Salón social	4,00	5,00
Salón social + deportivo	6,00	6,00

Fuente: JORDÁN, Mario René. *Presupuesto de normas de diseño para edificios de uso público en la República de Guatemala*. p. 49.

## **2.3. Cargas**

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en cargas horizontales (sismos) y verticales (vivas y muertas).

### **2.3.1. Cargas vivas**

Las cargas vivas consten principalmente en cargas de ocupación. Estas pueden estar parcial o totalmente en su sitio, tienen las características de cambiar de ubicación y magnitud, y son inciertas en un momento dado.

- CV = cargas vivas
- En azotea:  $100 \text{ kg/m}^2$
- En oficinas:  $200 \text{ kg/m}^2$
- En vestíbulos:  $400 \text{ kg/m}^2$
- Sobrecargas: 25 % CV
- Biblioteca
- En área de lectura:  $250 \text{ kg/m}^2$
- En depósitos de libros y bodegas:  $600 \text{ kg/m}^2$

### **2.3.2. Cargas muertas**

Este tipo de carga es el que se mantiene constante, inamovible durante toda la vida de la estructura, generalmente la mayor parte de la carga la constituye el peso propio de la estructura. Esta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración del diseño, dimensiones de la estructura y densidad del material. Las cargas muertas siempre ejercen una fuerza descendente de manera constante y acumulativa desde la parte más alta del edificio hasta los cimientos.

- CM = carga muerta
  - Peso de muros: 120 kg/m<sup>2</sup>
  - Peso de acabados: 90 kg/m<sup>2</sup>
  - Peso del concreto: 2400 kg/m<sup>2</sup>

### **2.3.3. Cargas de sismo**

Este es una carga ambiental definida como una fuerza inercia causada por un movimiento sísmico que puede ejercer presiones en el suelo, ocasionando el deslizamiento de la estructura o edificio considerado. Estas cargas, al igual que las vivas, son inciertas tanto en magnitud como en distribución. Entre otras cargas ambientales es posible mencionar la de viento, empuje y presiones ocasionadas por suelos o aguas. El método usado para su análisis es el de la Structural Engineers Association of California (SEAOC).

## **2.4. Estudio de suelo**

Un adecuado estudio del suelo sobre el cual se pretende levantar una construcción facilita al ingeniero los datos necesarios para determinar el diseño más apropiado y económico de la cimentación.

### **2.4.1. Descripción del procedimiento**

Para calcular el valor soporte del suelo se realizó una excavación a una profundidad de 1,50 metros y se extrajo una muestra del suelo alterado de aproximadamente 1 pie cúbico, y se llevó al laboratorio de suelo en donde se realizó el ensayo de compresión triaxial.

### **2.4.2. Prueba triaxial**

Esta prueba se emplea en estudios de cimiento para estructuras como puentes y edificios, consiste en aplicar esfuerzo horizontal y determinar por medio de ellos la resistencia al corte (desplazamientos laterales de unas capas sobre otras), lo que indica la resistencia a la deformación plástica del terreno.

Con el objetivo de medir directamente la resistencia al esfuerzo cortante y la tensión o esfuerzo normal, la prueba se realizó sin consolidar y sin drenar, y así dio los siguientes parámetros de corte, con un ángulo de fricción interna de  $\phi = 39,84^\circ$  grados, y una cohesión de 8,07 toneladas por metro cuadrado y con una descripción de arena cementada color café grisáceo (ver resultados en anexos).

### **2.4.3. Cálculo valor soporte a usar**

En la determinación del valor soporte del suelo el ensayo que se realizó fue de compresión triaxial, efectuado en el Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII).

- Esfuerzo límite

El valor del esfuerzo límite se determinó por medio de la fórmula del Dr. Karl Terzagui:

$$q_0 = 0,4 * \gamma_s * N^3 + 1,3 * C_u + N_c * \gamma_s * N_q \text{ Donde:}$$

Donde:

$\gamma_s$  = peso específico del suelo

B = base de la zapata

$N_q$  = factor de flujo de carga  $N_c$  = factor de carga última

$N^3$  = factor de flujo del suelo

#### **2.4.4. Predimensionamiento estructural**

Predimensionar la estructura es darle medidas preliminares a los elementos que la componen. Se aplicarán los siguientes métodos para predimensionar los diferentes elementos estructurales:

- Predimensionamiento:
  - Vigas

Para el predimensionamiento se considera la altura de la viga como el 8 % de la luz libre que tendrá.

- $H = 0,08 * 6,30 \text{ m} = 0,50 \text{ m}$

Por criterios de diseño y el tipo de servicio de la estructura se propone la altura de 0,60 m.

Para la base se tomará el criterio de  $H/2$ .

- $B = 0,55/2 = 0,28 \rightarrow 0,30 \text{ m}$

- Columnas

El método a utilizar para el predimensionamiento de columnas se basa en el cálculo de la carga axial aplicada a las columnas equivalentes que soportarán todo el peso de la estructura, considerando esta como un porcentaje en volumen de obra gris.

El código de diseño ACI 318S - 08, en su sección 21,3.2, establece que la carga axial última no debe exceder a:

$$P_u \leq \frac{A_g * f'_c}{10}$$

Se puede considerar un rango de 1 % a 9 % del volumen total de construcción de concreto. Para el diseño se considera un 7 % del volumen total del edificio.

- Área = (22,55 m)\*(26,90 m) = 606,60 m<sup>2</sup>.
- Altura = (1,50 + 4 + 3,20 + 3,20) m = 11,90 m.
- Peso de edificio = (606,60 m<sup>2</sup>)\*(11,90 m)\*(2400 Kg/m<sup>3</sup>)\*(0,07) = 1 212,71 Ton.

Las columnas equivalentes son aquellas que se encuentran dentro de los ejes en su totalidad.

Debido a la distribución se obtienen 15 columnas equivalentes.

- $P_u = 1\,212,71 \text{ Ton} / 15 = 80,85 \text{ Ton}.$

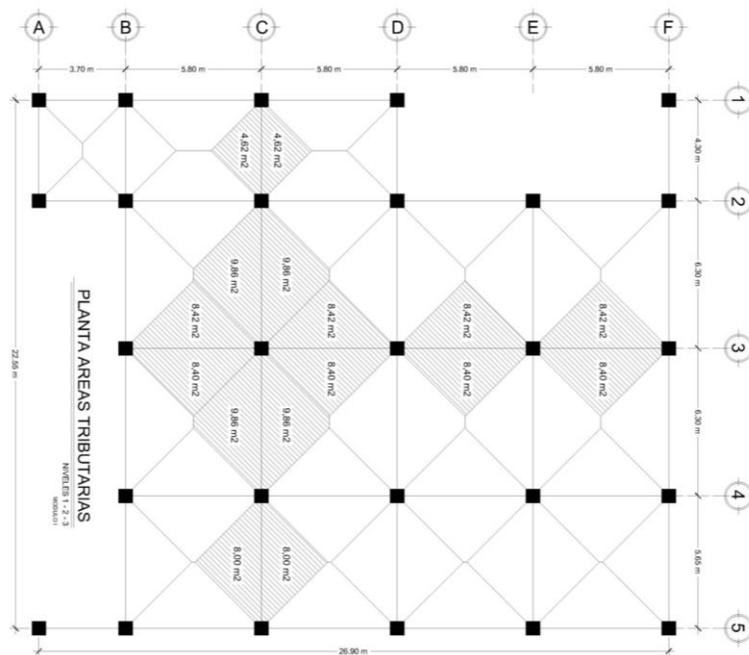
Despejando el área gruesa de la ecuación 21,3,2 del ACI 318S-08:

$$A_g = \frac{10 * P_u}{f'_c}$$

El diseño se realizará con un concreto de 280 Kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a la compresión:

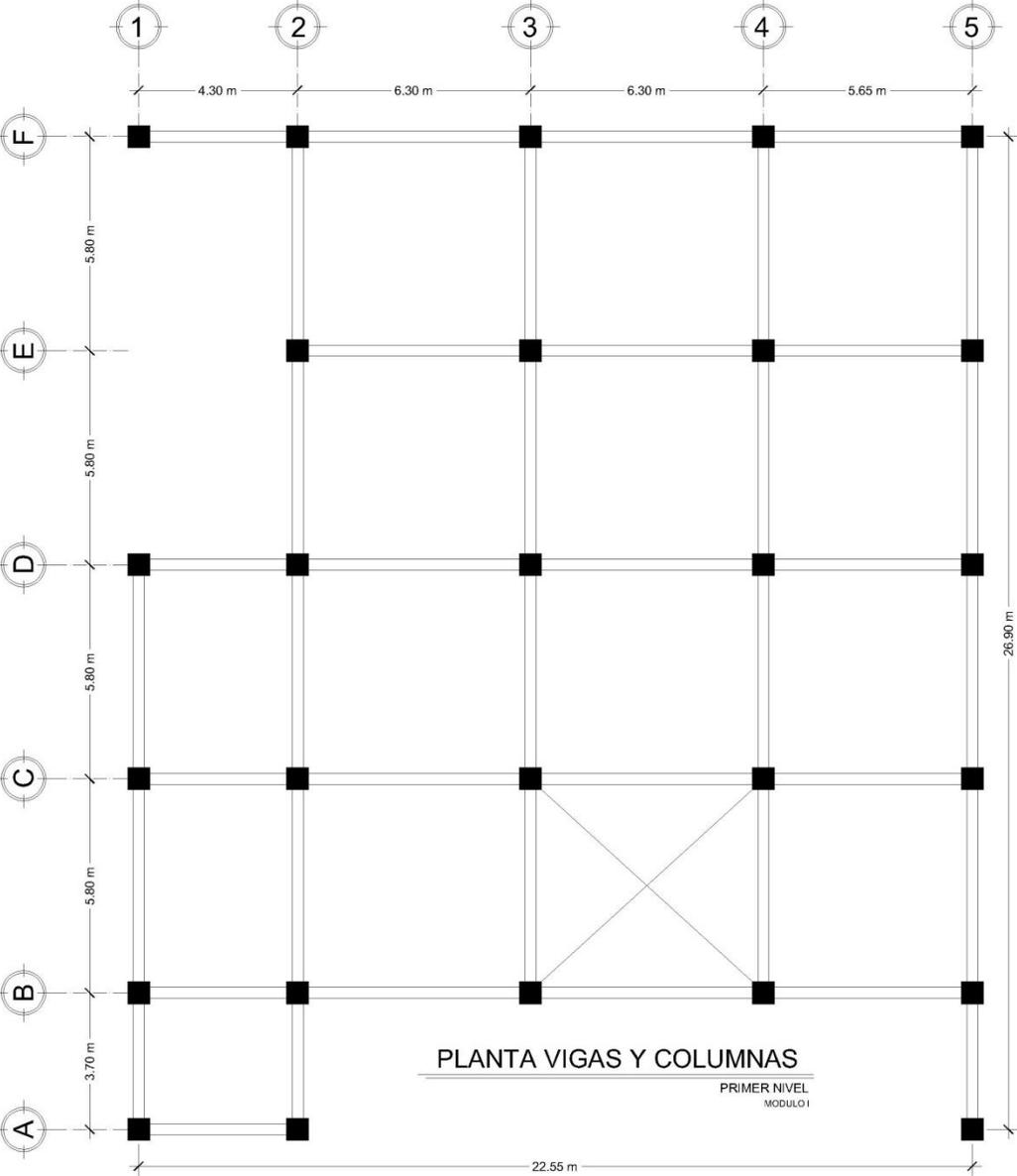
- $A_g = (10) * (80\ 850,00 \text{ Kg}) / (280 \text{ Kg/cm}^2)$
- $A_g = 2\ 887,50 \text{ cm}^2$
- $L = \sqrt{2\ 887,50 \text{ cm}^2} = 53,74 \text{ cm} \approx 0,50 \text{ m}$
- Sección propuesta = 0,50 m \* 0,50 m

Figura 5. **Planta de áreas tributarias de niveles 1, 2 y 3, módulo I**



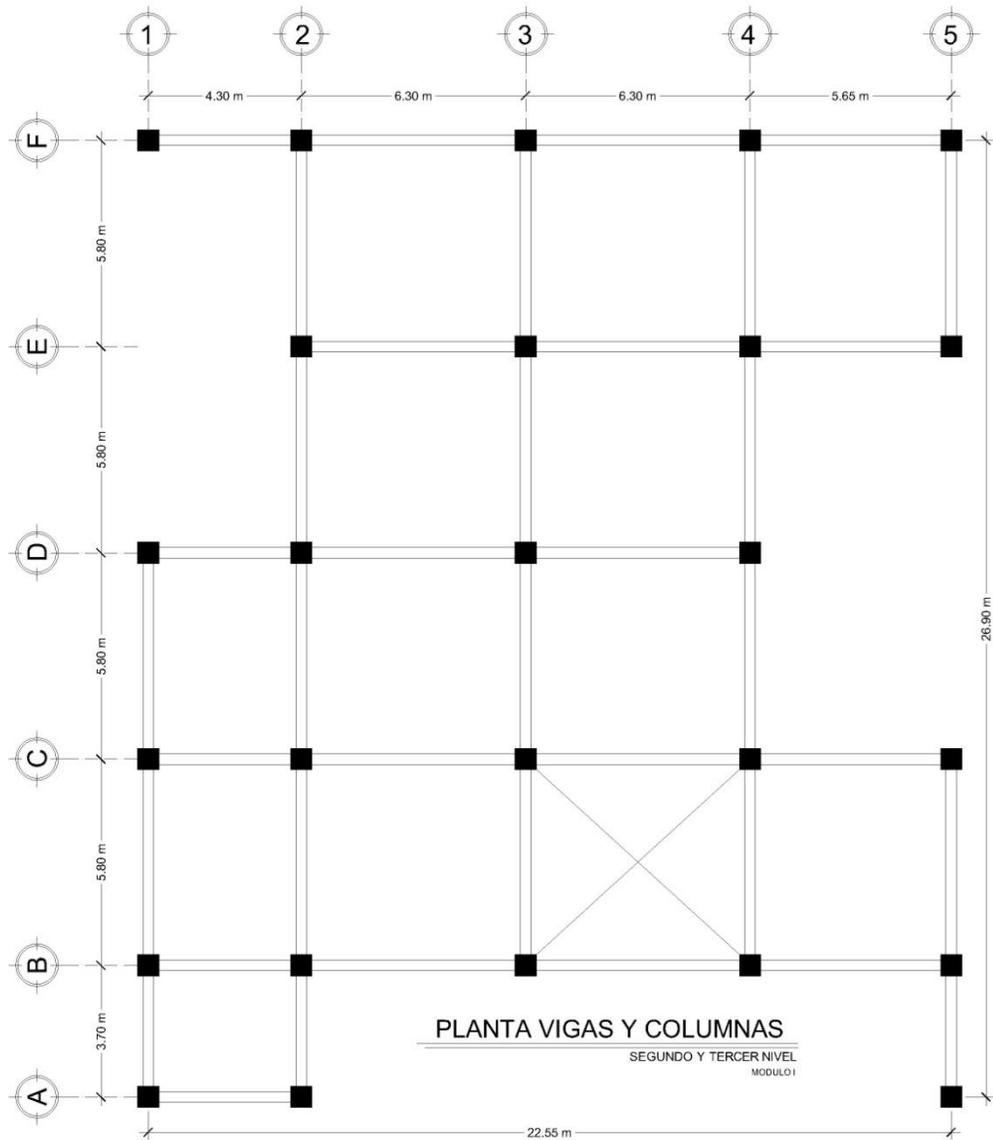
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 6. Planta de vigas y columnas de primer nivel, módulo I



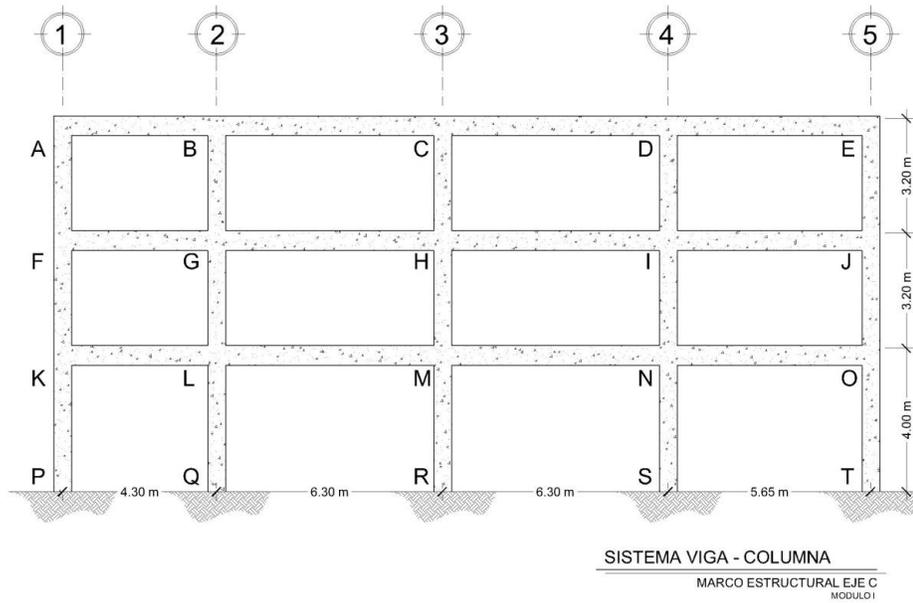
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 7. **Planta de vigas y columnas de segundo y tercer nivel, módulo I**



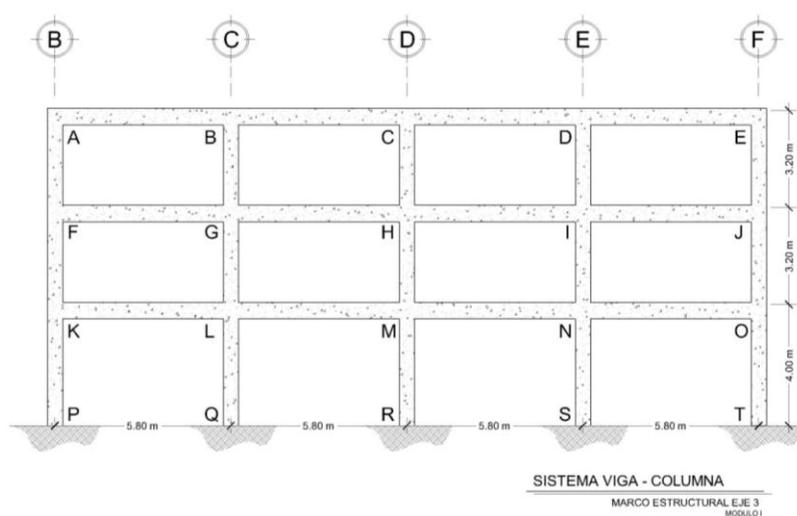
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 8. **Sistema viga - columna, eje C módulo I**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 9. **Sistema viga - columna, eje 3 módulo I**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Losa

Se recomienda que el espesor de la losa sea como mínimo de 9 cm y máximo de 15 cm, además debe verificarse si esta trabaja en uno o dos sentidos.

Para el predimensionamiento se considera la losa más crítica, la de mayor dimensión. Dimensiones de la losa:

- $a = \text{lado corto} = 5,80 \text{ m}$
- $b = \text{lado largo} = 6,30 \text{ m}$
- $m = \text{relación entre lado corto y lado largo}$
- Si  $m < 0,50$ , la losa trabaja en un solo sentido
- Si  $m > 0,50$ , la losa trabaja en dos sentidos

$$m = \frac{a}{b}$$

$$m = \frac{5,80 \text{ m}}{6,30 \text{ m}} = 0,92$$

Como  $m > 0,50$  la losa trabaja en dos sentidos y el espesor se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$t = \frac{P}{180}$$

Donde:

- $t = \text{espesor de la losa}$

- P = perímetro de la losa

$$t = \frac{2 * (5,80 \text{ m} + 6,30 \text{ m})}{180} = 0,12 \text{ m}$$

Como  $0,12 \text{ m} < 0,15 \text{ m}$ , se propone para el diseño una losa maciza.

- Cargas
- Integración de cargas verticales
- Carga viva

Son las cargas producidas por el uso u ocupación de la edificación.

En la edificación se encuentran las siguientes cargas vivas:

- Oficinas:
  - Pasillos y escaleras = 300 Kg/m<sup>2</sup>
  - Oficinas = 250 Kg/m<sup>2</sup>
  - Cafetería = 500 kg/m<sup>2</sup>
- Biblioteca:
  - Salones de lectura = 200 Kg/m<sup>2</sup>
  - Área de estantería = 700 Kg/m<sup>2</sup>
- Reunión:
  - Salón con asientos fijos = 300 Kg/m<sup>2</sup>

- Salón sin asientos fijos = 500 Kg/m<sup>2</sup>

En el primer módulo de la edificación solo se encuentran oficinas y salones, por lo cual la carga viva para el diseño será de 700 Kg/m<sup>2</sup>.

Fuente: normas de seguridad estructural, de AGIES, NSE-2.

- Carga muerta

Son las cargas que se producen debido al peso propio de cada elemento de la estructura, así como la sobrecarga de muros y acabados. Se consideran las siguientes sobrecargas:

$$\begin{aligned} \text{Peso de acabados e instalaciones} &= 100 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Peso de muros, ventanas y puertas} &= \underline{150 \text{ Kg/m}^2} \\ W_{SC} &= 250 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Integración de cargas verticales de módulo I

- Integración de cargas verticales de marco estructural, eje C:

Primer nivel, eje C - Viga K - L:

▪ Espesor de losa (t)	= 0,12 m
▪ Sección de viga (b * h)	= 0,30 m * 0,60 m
▪ Peso específico del concreto ( $\gamma_c$ )	= 2 400 Kg/m <sup>3</sup>
▪ Sobrecarga	= 250 Kg/m <sup>2</sup>
▪ Carga viva	= 700 Kg/m <sup>2</sup>
▪ Área tributaria	= 9,24 m <sup>2</sup>

- Carga muerta

- $CM = W_{LOSA} + W_{VIGA} + W_{SC}$
  - $W_{LOSA} = (2\,400\text{ kg/m}^3) \cdot (0,12\text{ m}) \cdot (9,24\text{ m}^2) / 4,30\text{ m} = 618,87\text{ Kg/m}$
  - $W_{VIGA} = (0,60\text{ m} - 0,12\text{ m}) \cdot (0,30\text{ m}) \cdot (2\,400\text{ Kg/m}^3) = 345,60\text{ Kg/m}$
  - $W_{SC} = (250\text{ Kg/m}^2) \cdot (9,24\text{ m}^2) / 4,30\text{ m} = \underline{537,21\text{ Kg/m}}$
- $CM = 1\,501,68\text{ Kg/m}$

- Carga viva

- $CV = (9,24\text{ m}^2) \cdot (700\text{ Kg/m}^2) / 4,30\text{ m} = CV = 1\,504,19\text{ Kg/m}$

Integración de cargas verticales de marco estructural, eje 3:

- Primer nivel eje 3 - Viga K - L

- Espesor de losa (t) = 0,12 m
- Sección de viga (b \* h) = 0,30 m \* 0,60 m
- Peso específico del concreto ( $\gamma_c$ ) = 2 400 Kg/m<sup>3</sup>
- Sobrecarga = 210 Kg/m<sup>2</sup>
- Carga viva = 700 Kg/m<sup>2</sup>
- Área tributaria = 16,82 m<sup>2</sup>

- Carga muerta

- $CM = W_{LOSA} + W_{VIGA} + W_{SC}$
- $W_{LOSA} = (2\,400\text{ kg/m}^3) \cdot (0,12\text{ m}) \cdot (16,82\text{ m}^2) / 5,80\text{ m} = 835,80\text{ Kg/m}$

- $WVIGA = (0,60 \text{ m} - 0,12 \text{ m}) * (0,30 \text{ m}) * (2\ 400 \text{ Kg/m}^3) = 345,60 \text{ Kg/m}$
- $WSC = (250 \text{ Kg/m}^2) * (16,82 \text{ m}^2) / 5,80 \text{ m} = \underline{725,00} \text{ Kg/m}$
- $CM = 1\ 905,80 \text{ Kg/m}$

- Carga viva

$$CV = (16,82 \text{ m}^2) * (700 \text{ Kg/m}^2) / 5,80 \text{ m} = CV = 2\ 030,00 \text{ Kg/m}$$

- Integración del peso de la estructura

- Módulo I

Tercer nivel:

▪

- ✓  $WNIVEL3 = WLOSA + WVIGAS + WCOLUMNAS + WSC + WMURO + 25\%CV$
- ✓  $WLOSA = (2\ 400 \text{ Kg/m}^3) * (0,12 \text{ m}) * (469,74 \text{ m}^2) = 135\ 285,12 \text{ Kg}$
- ✓  $WVIGAS = (0,48 \text{ m}) * (0,30 \text{ m}) * (197,20 \text{ m}) * (2\ 400 \text{ Kg/m}^3) = 68\ 152,32 \text{ Kg}$
- ✓  $WCOLUMNAS = (0,50 \text{ m}) * (0,50 \text{ m}) * (1,54 \text{ m}) * (2\ 400 \text{ Kg/m}^3) * 26 = 24\ 024,00 \text{ Kg}$
- ✓  $WSC = (469,74 \text{ m}^2) * (120 \text{ Kg/m}^2) = 56\ 368,80 \text{ Kg}$
- ✓  $WMURO = (1,50 \text{ m}) * (91,30 \text{ m}^2) * (150 \text{ Kg/m}^2) = 20\ 542,50 \text{ Kg}$

- ✓  $W_{CV} = (469,74 \text{ m}^2) \cdot (200 \text{ Kg/m}^2) \cdot (0,25) = 23\,487,00$   
Kg
- ✓  $W_{NIVEL\,3} = 327,86 \text{ Ton.}$

▪ Segundo nivel:

- ✓  $W_{NIVEL\,2} = W_{LOSA} + W_{VIGAS} + W_{COLUMNAS} + W_{SC} + W_{MURO} + 25\%CV$
- ✓  $W_{LOSA} = (2\,400 \text{ Kg/m}^3) \cdot (0,12 \text{ m}) \cdot (407,59 \text{ m}^2) = 117\,385,92 \text{ Kg}$
- ✓  $W_{VIGAS} = (0,48 \text{ m}) \cdot (0,30 \text{ m}) \cdot (197,20 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ Kg/m}^3) = 68\,152,32 \text{ Kg}$
- ✓  $W_{COLUMNAS} = (0,50 \text{ m}) \cdot (0,50 \text{ m}) \cdot (3,17 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ Kg/m}^3) \cdot 26 = 49\,452,00 \text{ Kg}$
- ✓  $W_{SC} = (407,59 \text{ m}^2) \cdot (250 \text{ Kg/m}^2) = 101\,897,50 \text{ Kg}$
- ✓  $W_{MURO} = (2,60 \text{ m}) \cdot (91,30 \text{ ml}) \cdot (150 \text{ Kg/m}^2) = 35\,607,00 \text{ Kg}$
- ✓  $W_{CV} = (407,59 \text{ m}^2) \cdot (500 \text{ Kg/m}^2) \cdot (0,25) = 50\,948,75$   
Kg
- ✓  $W_{NIVEL\,2} = 423,44 \text{ Ton}$

▪ Primer nivel:

- ✓  $W_{NIVEL\,1} = W_{LOSA} + W_{VIGAS} + W_{COLUMNAS} + W_{SC} + W_{MURO} + 25\%CV$
- ✓  $W_{LOSA} = (2\,400 \text{ Kg/m}^3) \cdot (0,12 \text{ m}) \cdot (469,74 \text{ m}^2) = 135\,285,12 \text{ Kg}$
- ✓  $W_{VIGAS} = (0,48 \text{ m}) \cdot (0,30 \text{ m}) \cdot (207,78 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ Kg/m}^3) = 71\,808,77 \text{ Kg}$

- ✓  $W_{\text{COLUMNAS}} = (0,50 \text{ m}) \cdot (0,50 \text{ m}) \cdot (6,67 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ Kg/m}^3) \cdot 27 = 108\,054,00 \text{ Kg}$
- ✓  $W_{\text{SC}} = (469,74 \text{ m}^2) \cdot (250 \text{ Kg/m}^2) = 117\,435,00 \text{ Kg}$
- ✓  $W_{\text{MURO}} = (3,40 \text{ m}) \cdot (91,30 \text{ ml}) \cdot (150 \text{ Kg/m}^2) = 46\,563,00 \text{ Kg}$
- ✓  $W_{\text{CV}} = (469,74 \text{ m}^2) \cdot (700 \text{ Kg/m}^2) \cdot (0,25) = 82\,204,50 \text{ Kg}$
- ✓  $W_{\text{NIVEL 1}} = 561,35 \text{ Ton}$
- ✓ El peso total del edificio es la suma de los pesos de cada nivel:
- ✓  $W_{\text{EDIFICIO}} = 1\,312,65 \text{ Ton.}$

#### 2.4.5. Cálculo del corte basal

Las normas de seguridad estructural de AGIES NSE 2 – 10, sobre demandas estructurales, en su sección 4,6,1,1 sobre el método simplificado, pueden utilizarse para el procedimiento de la fuerza estática que se indica en la sección 1630,2,1 de UBC 97.

Tabla XX. Cálculo de corte basal

Caso I: $VB = \frac{Cv \cdot I \cdot W}{R \cdot T}$	Caso II: $VB = \frac{2,5 \cdot Ca \cdot I \cdot W}{R}$	Caso III: $VB = 0,11 \cdot Ca \cdot I \cdot W$	Caso IV: $VB = \frac{0,8 \cdot Z \cdot Nv \cdot I \cdot W}{R}$
--	---	---	---

Fuente: elaboración propia.

Periodo de la estructura:

- $T = Ct \cdot (H_n)^{3/4}$  donde:  $Ct = 0,0731$ ,  $H_n$  = altura del edificio

- $T = (0,0731) * (11,90 \text{ m})^{3/4} = 0,47 \text{ seg.}$

Del código Ubc:

Tabla XXI. **UBC**

Zona = 4	$C_v = 0,64N_v$	Tipo de falla = A	$Z = 0,4$
$C_a = 0,44 N_a$	$N_v = 1$	$R = 8,5$	$N_a = 1$
$I = 1$			

Fuente: elaboración propia.

- Caso I

El esfuerzo de corte basal total de diseño en una dirección determinada debe determinarse con base en la siguiente fórmula:

$$VB = \frac{0,64 * 1 * 1\ 340,65}{8,5 * 0,47} = 214,77 \text{ Ton}$$

- Caso II

El esfuerzo de corte basal total de diseño no debe exceder lo siguiente:

$$VB = \frac{2,5 * 0,44 * 1 * 1 * 1\ 340,65}{8,5} = 173,50 \text{ Ton}$$

- Caso III

El esfuerzo de corte basal no debe ser menor de lo siguiente:

$$VB = 0,11 * 0,44 * 1 * 1 * 1\ 340,65 = 64,89\ Ton$$

- Caso IV

Además, para la zona sísmica 4 el esfuerzo de corte basal total tampoco debe ser menor de lo siguiente:

$$VB = \frac{0,8 * 0,4 * 1 * 1 * 1\ 340,65}{8,5} = 50,47\ Ton$$

Para el corte basal a utilizar es el caso II:

- Cargas sísmicas

Método de la carga sísmica estática equivalente AGIES NSE 3 - 10.

Cortante basal al límite de cedencia, sección 2.1.1.

$$V_B = C_s * W_s \quad (\text{Ec. 2 - 1, p 21})$$

Donde:

- $W_s$  = peso total de la edificación
- $C_s$  = coeficiente sísmico de diseño (Ec. 2 - 2, p 22)

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R}$$

$S_a(T)$  = demanda sísmica de diseño para una estructura con periodo T, calibrado según la probabilidad de ocurrencia requerida.

- R = factor de reducción = 8.
- T = período fundamental de vibración de la estructura según AGIES NSE 3 - 10, sección 2.1.4 o 2.1.5.

Período de vibración empírico  $T_a$ .

$$T_a = K_T (h_n)^X \quad (\text{Ec. 2 - 3, p 23})$$

Donde:

- $h_n$  = altura total del edificio (m)
- $K_T = 0,049$
- $X = 0,75$

$$T_a = 0,049 (11,90)^{0,75} = 0,31 \text{ s}$$

Periodo de transición:

$$T_s = S_{1s} / S_{cs} \quad (\text{Ec. 4 - 3 NSE 2 - 10, p 15})$$

Donde:

- $S_{1s}$  y  $S_{cs}$  = ajuste por intensidades sísmicas especiales

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (\text{Ec. 4 - 1a, p 13})$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v \quad (\text{Ec. 4 - 2a, p 13})$$

Donde:

- $S_{cr} = 1,30 \text{ g}$  (zonificación sísmica para la República de Guatemala, figura 4 - 1)
- $S_{1r} = 0,50 \text{ g}$  (zonificación sísmica para la República de Guatemala, figura 4 - 1)
- $F_a =$  coeficiente de sitio = 1 (Tabla 4 - 2)
- $F_v =$  coeficiente de sitio = 1,5 (Tabla 4 - 3)
- $N_a =$  factor para periodos cortos de vibración = 1
- $N_v =$  factor para periodos largos de vibración = 1

$$S_{cs} = (1,30 \text{ g}) * (1) * (1) = 1,30 \text{ g}$$

$$S_{1s} = (0,50 \text{ g}) * (1,5) * (1) = 0,75 \text{ g}$$

$$T_s = 0,75 \text{ g} / 1,30 \text{ g} = 0,58 \text{ seg.}$$

Las ordenadas espectrales  $S_a(T)$  para cualquier periodo de vibración  $T$  se definen con:

$$\begin{array}{ll} S_a(T) = S_{cd} & \text{si } T_a \leq T_s \quad (\text{Ec. 4 - 6 a, p 16}) \\ S_a(T) = S_{1d} / T & \text{si } T_a \geq T_s \quad (\text{Ec. 4 - 6 b, p 16}) \end{array}$$

Como:

- $T_a = 0,31 \text{ seg.}$
- $T_s = 0,58 \text{ seg.}$

$$0,31 \text{ seg.} \geq 0,58 \text{ seg}$$

Por lo tanto, se utiliza la ecuación 4 - 6.

$$S_{cd} = K_d * S_{cs} \quad (\text{Ec. 4 - 4 NSE 2 - 10, p 16})$$

Donde:

- $K_d$  = factor de escala de diseño, sismo severo = 0,80
- $S_{cs} = 1,30 \text{ g}$

$$S_{cd} = (0,80)*(1,30) = 1,04$$

$$C_s = \frac{1,04}{8} = 0,130$$

Cortante basal al límite de cedencia:

$$V_B = (0,13)*(1\ 312,65 \text{ Ton}) = 170,64 \text{ Ton.}$$

Comparando ambos criterios de diseño se opta por utilizar el establecido en las normas de seguridad estructural de AGIES, siendo más conservador.

- Repartición de fuerzas por nivel ( $F_x$ ):

$$F_x = \frac{(V - Ft) * W_i * H_i}{\sum W_i * H_i}$$

Donde:

- $V$  = corte basal al límite de cedencia
- $F_t$  = fuerza en la cúspide

- $W_i$  = peso por nivel
- $H_i$  = altura del nivel medida desde la base

La fuerza en la cúspide de la estructura  $F_t$  no debe exceder de  $0,25 \cdot V_B$ , si el periodo de vibración de la estructura es mayor a 0,25 segundos, la fuerza se calcula mediante la expresión:

$$T_a = 0,31 \text{ s} > 0,25 \text{ s}$$

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V_B$$

$$F_t = 0,07 \cdot 0,31 \cdot 174,28 = 3,78 \text{ Ton}$$

Tabla XXII. **Fuerza por nivel de módulo I**

$F_t$	3,78 ton	$V_b$	174,28 ton	
Nivel	$W_x$	$H_x$	$W_x \cdot H_x$	$F_x$
3,00	337,71	11,90	4 018,75	66,55
2,00	431,81	8,70	3 756,75	58,67
1,00	571,13	5,50	3 141,22	49,06
Total	1 340,65		10 916,71	174,28

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo del centro de rigidez
  - $I$  = inercia de columna
  - $H$  = altura de columna
  - $E_c$  = módulo de elasticidad del concreto
  - $E_c = 15100 \cdot \sqrt{f'_c}$

- G = módulo de corte del concreto
- $G = 0,40 E_c$
- A = área de la sección
- F = fuerza por nivel

Para el tercer nivel se considera que se encuentra en voladizo, por lo tanto:

$$K_c = \frac{1}{\frac{F * H^3}{3 * E_c * I} + \frac{1,2 * F * H}{A * G}}$$

Para el segundo y primer nivel se considera que se encuentra empotrado, por lo tanto:

$$K_c = \frac{1}{\frac{F * H^3}{12 * E_c * I} + \frac{1,2 * F * H}{A * G}}$$

#### 2.4.6. Centro de rigidez ( $C_{rx}$ ):

Debido a que la sección de las columnas es la misma para todos los niveles se procede a calcular con los siguientes datos:

- h = 50 cm
- b = 50 cm
- $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- $E_c = 252\,671,33 \text{ Kg/cm}^2$
- $G = 101\,068,53 \text{ Kg/cm}^2$
- $I_{\text{COLUMNA}} = 520\,833,33 \text{ cm}^4$
- $A_{\text{COLUMNA}} = 2\,500,00 \text{ cm}^2$

Con base en las ecuaciones de rigidez y los datos de diseño se obtiene la siguiente tabla:

Tabla XXIII. **Ecuaciones de rigidez**

Nivel	H (m)	F (Kg)	H3 (cm3)	F*H3	1,2*F*H	(3-12)*EC*ICOLUMNA	A*G	Kc (cm-1)
3	2,60	66 545,86	1,76E+07	1,17E+12	2,08E+07	3,95E+11	2,53E+08	0,32844
2	2,60	58 673,84	1,76E+07	1,03E+12	1,83E+07	1,58E+12	2,53E+08	1,37841
1	3,46	49 060,30	4,14E+07	2,03E+12	2,04E+07	1,58E+12	2,53E+08	0,73129

Fuente: elaboración propia.

Con base en los datos obtenidos se procede al cálculo del centro de la rigidez por nivel:

Donde:

- $K_m = \text{No. columnas} * K_c$
- $L = \text{distancia de separación a ejes de marcos desde A}$

$$C_{rx} = \frac{\sum K_m * L}{\sum K_m}$$

Tablas de centro de rigidez por nivel de módulo I:

Tabla XXIV. **Centro de rigidez, nivel 3 eje X**

Marco	No. Columnas	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
1	5	0,328	1,642	0,00	0,000
2	6	0,328	1,971	4,30	8,474
3	5	0,328	1,642	10,60	17,407
4	5	0,328	1,642	16,90	27,753
5	5	0,328	1,642	22,55	37,031
		Total =	8,539	Total =	90,665
			Crx	10,617	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. **Centro de rigidez, nivel 2 eje X**

Marco	No. Columnas	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
1	5	1,378	6,892	0,00	0,000
2	6	1,378	8,270	4,30	35,563
3	5	1,378	6,892	10,60	73,056
4	5	1,378	6,892	16,90	116,476
5	5	1,378	6,892	22,55	155,416
		Total =	35,839	Total =	380,510
			Crx	10,617	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. Centro de rigidez, nivel 1 eje X

Marco	No. Columnas	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
1	5	0,731	3,656	0,00	0,000
2	6	0,731	4,388	4,30	18,867
3	5	0,731	3,656	10,60	38,758
4	5	0,731	3,656	16,90	61,794
5	6	0,731	4,388	22,55	98,943
		Total =	19,745	Total =	218,362
			Crx	11,059	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. Centro de rigidez, nivel 3 eje Y

Marco	No. Columnas	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
A	3	0,328	0,985	0,00	0,000
B	5	0,328	1,642	3,70	6,076
C	5	0,328	1,642	9,50	15,601
D	4	0,328	1,314	15,30	20,100
E	4	0,328	1,314	21,10	27,720
F	5	0,328	1,642	26,90	44,175
		Total =	8,539	Total =	113,672
			Cry	13,312	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII. Centro de rigidez, nivel 2 eje Y

Marco	No. Columnas	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
A	3	1,378	4,135	0,00	0,000
B	5	1,378	6,892	3,70	25,501
C	5	1,378	6,892	9,50	65,474
D	4	1,378	5,514	15,30	84,359
E	4	1,378	5,514	21,10	116,338
F	5	1,378	6,892	26,90	185,396
		Total =	35,839	Total =	477,067
			Cry	13,312	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIX. Centro de rigidez nivel 1 eje Y

Centro de rigidez nivel 1 eje Y					
Marco	No. Columnas	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
A	3	0,731	2,194	0,00	0,000
B	5	0,731	3,656	3,70	13,529
C	5	0,731	3,656	9,50	34,736
D	5	0,731	3,656	15,30	55,943
E	4	0,731	2,925	21,10	61,721
F	5	0,731	3,656	26,90	98,358
		Total =	19,745	Total =	264,287
			Cry	13,39	

Fuente: elaboración propia.

### 2.4.7. Centro de masa (Cm)

Para el cálculo del centro de masa se considera el peso de cada elemento actuando directamente en su centroide. Debido a que las plantas no son simétricas el centro de masa se calcula mediante la expresión:

$$Cm = \frac{\Sigma W_{elementos}}{\Sigma W * L}$$

Donde:

- $W_{elementos}$  = peso total de los elementos del nivel
- L = distancia de cada elemento medida hasta su centroide

Tabla XXX. **Tabla de centro de masa por nivel**

Nivel	W	W*L	Cmx	W	W*L	Cmy
3	189709,92	2005878,23	10,57	189709,92	2741622,34	14,45
2	189709,92	2005878,23	10,57	189709,92	2741622,34	14,45
1	212567,04	2469518,90	11,62	214748,64	3124714,75	14,55

Fuente: elaboración propia.

### 2.4.8. Excentricidad

Debido a que no existe simetría en las plantas se procede a calcular la excentricidad directa debido a la distribución de los elementos estructurales.

- Excentricidad directa de niveles 2 - 3:

$$E_x = |C_{rx} - C_{mx}| \quad E_x = |10,62 \text{ m} - 10,57 \text{ m}| = 0,05 \text{ m}$$

$$E_y = |C_{ry} - C_{my}| \quad E_y = |13,31 \text{ m} - 14,45 \text{ m}| = 1,14 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño de niveles 2 - 3:

$$E_x = |C_{rx} - C_{mx}| \pm 0,05 \cdot b \quad E_x = 0,05 + 0,05 \cdot 22,55 = 1,18 \text{ m}$$

$$E_x = 0,05 - 0,05 \cdot 22,55 = -1,08 \text{ m}$$

$$E_y = |C_{ry} - C_{my}| \pm 0,05 \cdot b \quad E_y = 1,14 + 0,05 \cdot 26,90 = 2,49 \text{ m}$$

$$E_y = 1,14 - 0,05 \cdot 26,90 = -0,21 \text{ m}$$

- Excentricidad directa de nivel 1:

$$E_x = |C_{rx} - C_{mx}| \quad E_x = |11,06 \text{ m} - 11,62 \text{ m}| = 0,56 \text{ m}$$

$$E_y = |C_{ry} - C_{my}| \quad E_y = |13,39 \text{ m} - 14,55 \text{ m}| = 1,16 \text{ m}$$

- Excentricidad de diseño de nivel 1:

$$E_x = |C_{rx} - C_{mx}| \pm 0,05 \cdot b \quad E_x = 0,56 + 0,05 \cdot 22,55 = 1,69 \text{ m}$$

$$E_x = 0,56 - 0,05 \cdot 22,55 = -0,57 \text{ m}$$

$$E_y = |C_{ry} - C_{my}| \pm 0,05 \cdot b \quad E_y = 1,16 + 0,05 \cdot 26,90 = 2,51 \text{ m}$$

$$E_y = 1,16 - 0,05 \cdot 26,90 = -0,19 \text{ m}$$

Para el diseño se toma la condición más crítica de los valores obtenidos en los cálculos anteriores.

- Fuerza por marco

Para el cálculo de la fuerza por nivel se utilizan las siguientes expresiones:

- Ecuación 1

$$Ei = \frac{\Sigma Km * Di^2}{Km * Di}$$

Donde:

- Ei = relación entre rigideces y brazo de cada marco.
- Di = distancia entre el centro de rigidez de la estructura y el eje de cada marco.
- Km = rigidez del marco en análisis.

- Ecuación 2

$$F' = \frac{F * Km}{\Sigma Km}$$

Donde:

- F' = fuerza traslacional
- F = fuerza por nivel

- Ecuación 3

$$F'' = \frac{F * e}{Ei}$$

Donde:

- $F''$  = fuerza rotacional
- $e$  = excentricidad por nivel
- Ecuación 4

$$Fm = F' \pm F''$$

Donde:

- $Fm$  = fuerza lateral por nivel

La fuerza lateral no es más que la suma algebraica de la fuerza rotacional y la fuerza directamente proporcional a la rigidez, siendo esta la fuerza traslacional.

Si el valor de  $Fm < F'$ , se debe tomar  $F'$  como la fuerza del marco. Si el valor de  $Fm > F'$ ,  $Fm$  será el valor del marco analizado. Es decir se toma en consideración el valor más crítico.

De lo anterior se obtienen las siguientes tablas:

Tabla XXXI. **Fuerza por marco de nivel 3, sentido X**

<b>F =</b>	<b>66,55</b>	<b>E<sub>x</sub> =</b>	<b>-1,08</b>						
<b>Marco</b>	<b>Km</b>	<b>Di</b>	<b>Km*di</b>	<b>Km*di<sup>2</sup></b>	<b>Ei</b>	<b>Fi'</b>	<b>F''</b>	<b>Fm</b>	<b>Fm<sub>dis.</sub></b>
A	0,985	-13,31	-13,11	174,55	-56,29	7,68	1,28	8,96	8,96
B	1,642	-9,61	-15,78	151,66	-46,78	12,80	1,54	14,34	14,34
C	1,642	-3,81	-6,26	23,84	-118,00	12,80	0,61	13,41	13,41
D	1,314	1,99	2,61	5,20	282,39	10,24	-0,26	9,98	10,24
E	1,314	7,79	10,23	79,72	72,14	10,24	-1,00	9,24	10,24
F	1,642	13,59	22,32	303,29	33,08	12,80	-2,18	10,62	12,80
	8,539			738,27		66,55		66,54	69,98

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXII. **Fuerza por marco de nivel 2, sentido X**

<b>F =</b>	<b>58,67</b>	<b>E<sub>x</sub> =</b>	<b>-1,08</b>						
<b>Marco</b>	<b>Km</b>	<b>Di</b>	<b>Km*Di</b>	<b>Km*Di<sup>2</sup></b>	<b>Ei</b>	<b>Fi'</b>	<b>F''</b>	<b>Fm</b>	<b>Fm<sub>DIS.</sub></b>
A	4,135	-13,31	-55,04	732,58	-56,29	6,77	1,13	7,90	7,90
B	6,892	-9,61	-66,23	636,49	-46,78	11,28	1,36	12,64	12,64
C	6,892	-3,81	-26,26	100,05	-118,00	11,28	0,54	11,82	11,82
D	5,514	1,99	10,97	21,83	282,39	9,03	-0,23	8,80	9,03
E	5,514	7,79	42,95	334,59	72,14	9,03	-0,88	8,15	9,03
F	6,892	13,59	93,66	1272,88	33,08	11,28	-1,92	9,36	11,28
	35,839			3098,42		58,67		58,67	61,70

Fuente: elaboración propia.

**Tabla XXXIII. Fuerza por marco de nivel 1, sentido X**

F =	49,06	E <sub>x</sub> =	-0,57						
Marco	Km	Di	Km*Di	Km*Di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	F''	Fm	Fm <sub>DIS.</sub>
A	2,194	-13,39	-29,38	393,34	-56,05	5,45	0,50	5,95	5,95
B	3,656	-9,69	-35,43	343,33	-46,47	9,09	0,60	9,69	9,69
C	3,656	-3,89	-14,22	55,33	-115,77	9,09	0,24	9,33	9,33
D	3,656	1,91	6,98	13,34	235,77	9,09	-0,12	8,97	9,09
E	2,925	7,71	22,55	173,88	73,01	7,27	-0,38	6,89	7,27
F	3,656	13,51	49,40	667,37	33,33	9,09	-0,84	8,25	9,09
	19,745			1646,59		49,06		49,06	50,40

Fuente: elaboración propia.

**Tabla XXXIV. Fuerza por marco de nivel 3, sentido Y**

F =	66,55	E <sub>y</sub> =	2,49						
MARCO	Km	Di	Km*Di	Km*Di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	F''	Fm	Fm <sub>DIS.</sub>
1	1,642	-10,62	-17,44	185,21	-32,25	12,80	-5,13	7,67	12,80
2	1,971	-6,32	-12,45	78,71	-45,16	15,36	-3,66	11,69	15,36
3	1,642	-0,02	-0,03	0,00	-17123,95	12,80	-0,01	12,79	12,80
4	1,642	6,28	10,31	64,77	54,53	12,80	3,03	15,83	15,83
5	1,642	11,93	19,59	233,72	28,71	12,80	5,76	18,56	18,56
	8,539			562,42		66,55		66,54	75,34

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXV. **Fuerza por marco de nivel 2, sentido Y**

F =	58,67	E <sub>y</sub> =	2,49						
Marco	Km	Di	Km*Di	Km*Di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	F''	Fm	Fm <sub>DIS.</sub>
1	6,892	-10,62	-73,19	777,32	-32,25	11,28	-4,52	6,76	11,28
2	8,270	-6,32	-52,27	330,34	-45,16	13,54	-3,23	10,31	13,54
3	6,892	-0,02	-0,14	0,00	-17123,95	11,28	-0,01	11,27	11,28
4	6,892	6,28	43,28	271,81	54,53	11,28	2,67	13,96	13,96
5	6,892	11,93	82,22	980,91	28,71	11,28	5,08	16,36	16,36
	35,839			2360,38		58,67		58,67	66,43

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVI. **Fuerza por marco de nivel 1, sentido Y**

F =	49,06	E <sub>y</sub> =	2,51						
Marco	Km	Di	Km*Di	Km*Di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	F''	Fm	Fm <sub>DIS.</sub>
1	3,656	-11,06	-40,44	447,27	-33,45	9,09	-3,68	5,40	9,09
2	4,388	-6,76	-29,66	200,51	-45,60	10,90	-2,70	8,20	10,90
3	3,656	-0,46	-1,68	0,77	-804,13	9,09	-0,15	8,93	9,09
4	3,656	5,84	21,35	124,70	63,34	9,09	1,94	11,03	11,03
5	4,388	11,49	50,41	579,27	26,83	10,90	4,59	15,49	15,49
	19,745			1352,52		49,06		49,06	55,60

Fuente: elaboración propia.

Las tablas muestran las fuerzas laterales para cada marco del módulo I, se puede observar en la sumatoria de fuerzas el incremento de la fuerza de piso debido a la torsión.

Tabla XXXVII. **Desplazamiento máximo, marco eje C sentido X**

Nivel	d (cm)	t (cm)	H (cm)	$E_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	F (Kg)	N	$\Delta S$ (cm)	$\Delta m$ (cm)	0,025H (cm)
3,00	42,78	35,56	320,00	252 671,33	13 408,39	5,00	0,79	4,71	8,00
2,00	42,78	35,56	320,00	252 671,33	11 822,25	5,00	0,70	4,16	8,00
1,00	42,78	35,56	400,00	252 671,33	9 326,45	5,00	0,99	5,92	10,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVIII. **Desplazamiento máximo, marco eje 3 sentido Y**

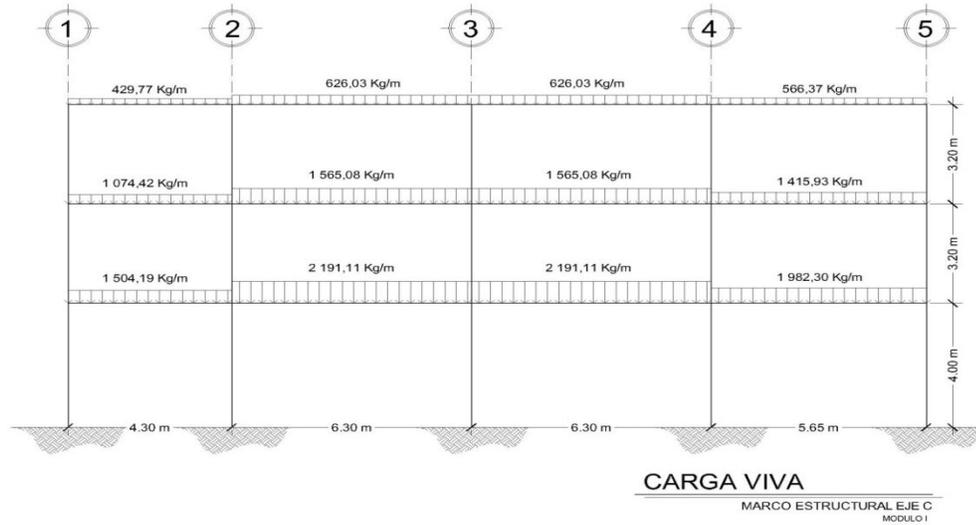
NIVEL	d (cm)	t (cm)	H (cm)	$E_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	F (Kg)	N	$\Delta S$ (cm)	$\Delta m$ (cm)	0,025H (cm)
3,00	42,78	35,56	320,00	252 671,33	12 798,08	5,00	0,76	4,50	8,00
2,00	42,78	35,56	320,00	252 671,33	11 284,13	5,00	0,67	3,97	8,00
1,00	42,78	35,56	400,00	252 671,33	9 096,20	5,00	0,97	5,77	10,00

Fuente: elaboración propia.

Donde:

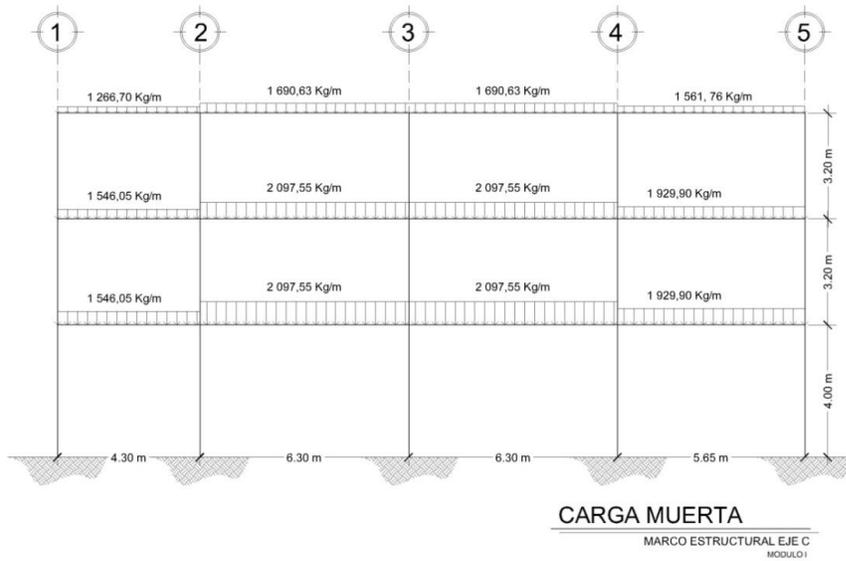
- $\Delta s$  = deriva por flexión y corte
- H = altura de piso a columna medida a ejes
- d = peralte efectivo
- t = base de columna
- $E_c$  = módulo de elasticidad del concreto
- N = número de columnas en el nivel

Figura 10. **Modelo matemático, eje C carga viva**



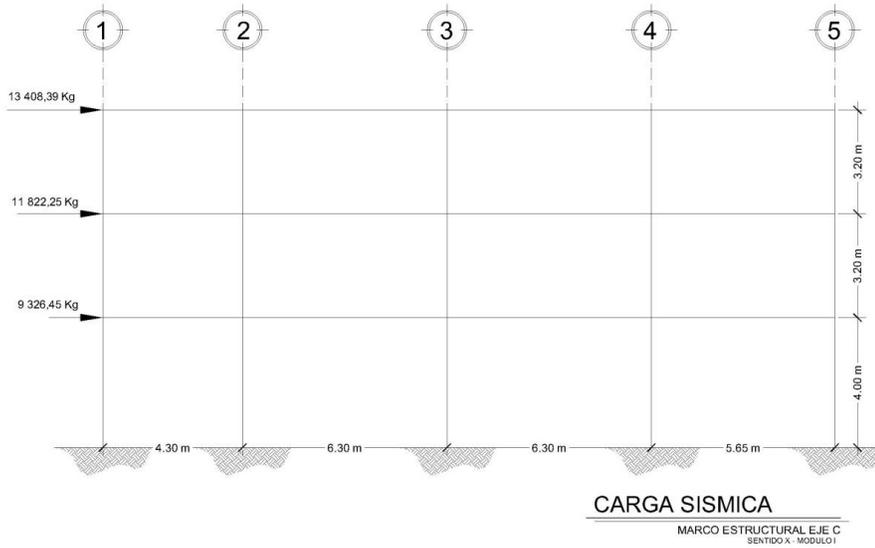
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 11. **Modelo matemático, eje C carga muerta**



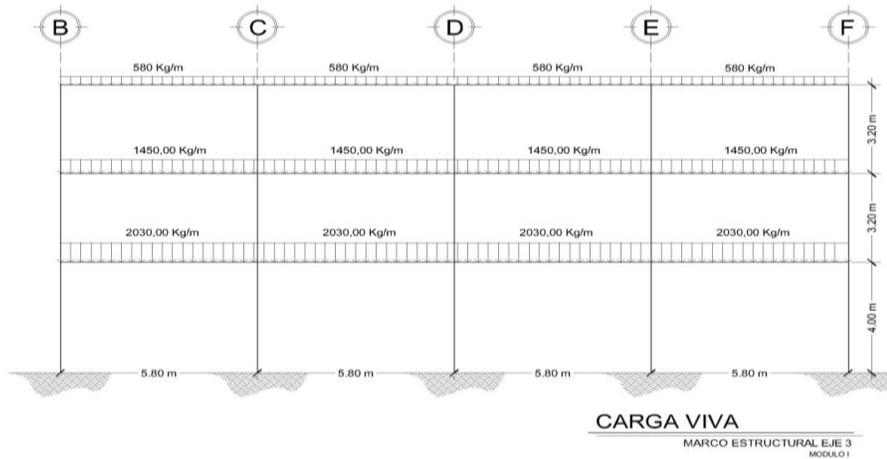
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 12. **Modelo matemático, eje C carga sísmica**



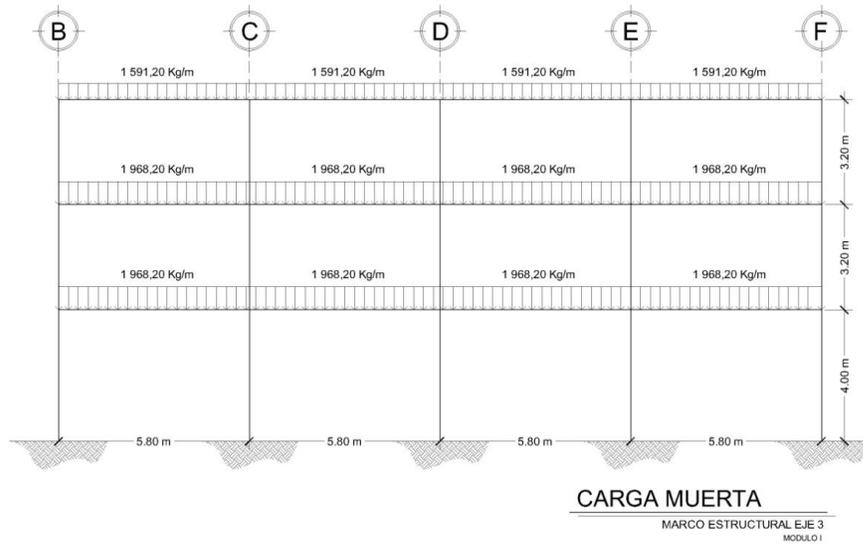
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 13. **Modelo matemático, eje 3 carga viva**



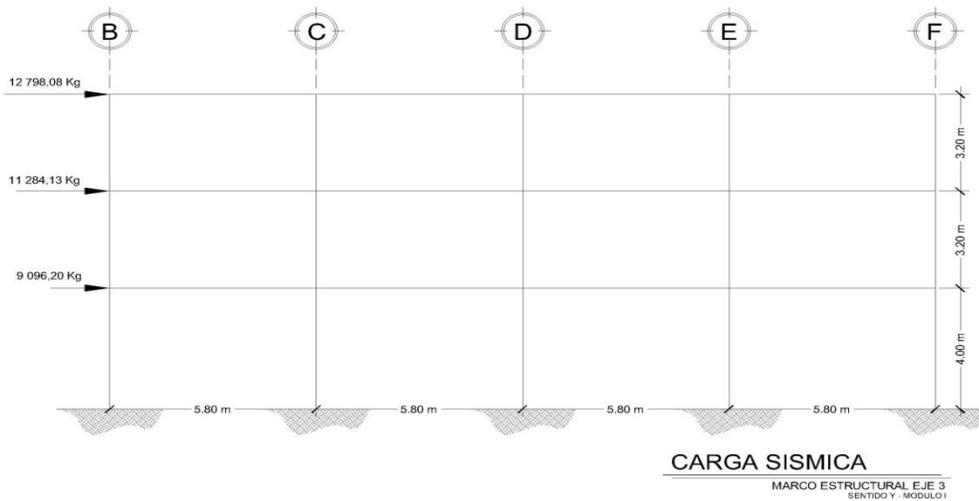
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 14. **Modelo matemático, eje 3 carga muerta**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 15. **Modelo matemático, eje 3 carga sísmica**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

#### 2.4.9. Método de Kani

El método de Kani es un proceso iterativo, siendo el punto de partida del mismo las ecuaciones de pendiente de deformación. Este método se aplicará para la carga viva, carga muerta y carga sísmica, independientemente.

Cálculo de la rigidez de cada elemento de la estructura:

$$K = \frac{I}{L}$$

Donde:

- K = rigidez
- I = inercia del elemento
- L = longitud del elemento

Debido a que las secciones de las vigas y las columnas son rectangulares la inercia se calcula mediante la siguiente expresión:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Donde:

- b = base
- h = altura

A continuación se presentan los datos y resultados correspondientes a cada uno de los elementos estructurales del marco en análisis.

Como primer paso para el método de Kani está obtener los coeficientes de rotación angular en todos los nudos de la estructura y los coeficientes de distribución lineal de todas las columnas de la misma.

Coeficiente de rotación angular:

$$\mu = -\frac{1}{2} * \frac{k}{\Sigma k}$$

Donde:

- $\mu$  = coeficiente de rotación angular (factor de distribución)
- $K$  = rigidez del elemento
- $\Sigma K$  = sumatoria de rigideces en el nudo

La sumatoria de los factores de distribución del nudo en análisis debe ser igual a - 0,50 como medio de comprobación.

- Pasos para emplear el método de Kani para cargas gravitacionales
  - Momentos de empotramiento

El momento de empotramiento se puede calcular mediante la ecuación:

$$ME_{ij} = \frac{W * L^2}{12}$$

Donde:

- $ME_{ik}$  = momento de empotramiento
  - $W$  = carga gravitacional
  - $L$  = longitud de la viga
- Cálculo del momento de sujeción en el nudo:

$$M_s = \sum ME_{ij}$$

- Cálculo de iteraciones, contribución angular:

$$m_{ij} = -\mu_{ij} * (M_s + \sum m_{ji})$$

- Cálculo de momentos negativos finales:

$$M_{ij} = ME_{ij} + 2m_{ij} + m_{ji}$$

- Cálculo de momentos positivos finales:

$$M_{ij} = \frac{W * L^2}{8} - \frac{|M_i| + |M_k|}{2}$$

- Cálculos para primera iteración para el marco del eje C, carga viva

Se presenta la tabla con las secciones de las vigas y las columnas, inercia, longitud y rigidez.

Tabla XXXIX. **Vigas y columnas de tercer nivel**

Elementos	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	Inercia (m <sup>4</sup> )	Inercia relativa	Rigidez (k)
Vigas tercer nivel						
A - b	0,30	0,60	4,30	0,00540	1,04	0,00126
B - c	0,30	0,60	6,30	0,00540	1,04	0,00086
C - d	0,30	0,60	6,30	0,00540	1,04	0,00086
D - e	0,30	0,60	5,65	0,00540	1,04	0,00096
Columnas tercer nivel						
A - f	0,50	0,50	3,20	0,00521	1,00	0,00163

Continuación de la tabla XXXIX.

B - g	0,50	0,50	3,20	0,00521	1,00	0,00163
C - h	0,50	0,50	3,20	0,00521	1,00	0,00163
D - i	0,50	0,50	3,20	0,00521	1,00	0,00163
E - j	0,50	0,50	3,20	0,00521	1,00	0,00163
Vigas segundo nivel						
F - g	0,30	0,60	4,30	0,00540	1,04	0,00126
G - h	0,30	0,60	6,30	0,00540	1,04	0,00086
H - i	0,30	0,60	6,30	0,00540	1,04	0,00086
I - j	0,30	0,60	5,65	0,00540	1,04	0,00096
Columnas segundo nivel						
F - k	0,50	0,50	3,20	0,00521	1,00	0,00163
G - l	0,50	0,50	3,20	0,00521	1,00	0,00163
H - m	0,50	0,50	3,20	0,00521	1,00	0,00163
I - n	0,50	0,50	3,20	0,00521	1,00	0,00163
J - o	0,50	0,50	3,20	0,00521	1,00	0,00163
Vigas primer nivel						
K - l	0,30	0,60	4,30	0,00540	1,04	0,00126
L - m	0,30	0,60	6,30	0,00540	1,04	0,00086
M - n	0,30	0,60	6,30	0,00540	1,04	0,00086
N - o	0,30	0,60	5,65	0,00540	1,04	0,00096
Columnas primer nivel						
K - p	0,50	0,50	4,00	0,00521	1,00	0,00130
L - q	0,50	0,50	4,00	0,00521	1,00	0,00130
M - r	0,50	0,50	4,00	0,00521	1,00	0,00130
N - s	0,50	0,50	4,00	0,00521	1,00	0,00130
O - t	0,50	0,50	4,00	0,00521	1,00	0,00130

Fuente: elaboración propia.

Con base en los datos obtenidos en la tabla se procede a calcular el factor de distribución angular (factor de giro).

El recorrido de las iteraciones será de la siguiente manera:

Nudos: O - N - M - L - K - F - A - B - G - C - H - D - I - E - J

Tabla XL. Factores de distribución angular (factor de giro)

Nudo	A	Nudo	F	Nudo	J	Nudo	N
A - B	-0,22	F - A	-0,18	J - E	-0,19	N - I	-0,17
A - F	-0,28	F - K	-0,18	J - I	-0,12	N - M	-0,09
sumatoria	-0,50	F - G	-0,14	J - O	-0,19	N - S	-0,14
Nudo	B	sumatoria	-0,50	sumatoria	-0,50	N - O	-0,10
B - A	-0,17	Nudo	G	Nudo	K	sumatoria	-0,50
B - G	-0,22	G - B	-0,15	K - F	-0,19	Nudo	O
B - C	-0,11	G - F	-0,12	K - P	-0,16	O - J	-0,21
sumatoria	-0,50	G - L	-0,15	K - L	-0,15	O - N	-0,12
Nudo	C	G - H	-0,08	sumatoria	-0,50	O - T	-0,17
C - B	-0,13	sumatoria	-0,50	Nudo	L	sumatoria	-0,50
C - H	-0,24	Nudo	H	L - G	-0,16	Nudo	P
C - D	-0,13	H - C	-0,16	L - K	-0,12	P - K	
sumatoria	-0,50	H - G	-0,09	L - Q	-0,13	Nudo	Q
Nudo	D	H - M	-0,16	L - M	-0,09	Q - L	
D - C	-0,12	H - I	-0,09	sumatoria	-0,50	Nudo	R
D - I	-0,24	sumatoria	-0,50	Nudo	M	R - M	
D - E	-0,14	Nudo	I	M - H	-0,18	Nudo	S
sumatoria	-0,50	I - D	-0,16	M - L	-0,09	S - N	
Nudo	E	I - H	-0,09	M - R	-0,14	Nudo	T
E - D	-0,18	I - N	-0,16	M - N	-0,09	T - O	
E - J	-0,32	I - J	-0,09	sumatoria	-0,50		
sumatoria	-0,50	sumatoria	-0,50				

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLI. **Cálculo de los momentos de empotramiento**

<b>Viga</b>	<b>Carga viva</b>	<b>Carga muerta</b>	<b>Longitud</b>	<b>± ME CV.</b>	<b>± ME CM.</b>
± ME <sub>AB - BA</sub>	0,43	1,27	4,30	0,66	1,96
± ME <sub>BC - CB</sub>	0,63	1,69	6,30	2,08	5,59
± ME <sub>CD - DC</sub>	0,63	1,69	6,30	2,08	5,59
± ME <sub>DE - ED</sub>	0,57	1,56	5,65	1,52	4,15
± ME <sub>FG - GF</sub>	1,07	1,55	4,30	1,65	2,39
± ME <sub>GH - HG</sub>	1,57	2,10	6,30	5,19	6,95
± ME <sub>HI - IH</sub>	1,57	2,10	6,30	5,19	6,95
± ME <sub>IJ - JI</sub>	1,42	1,93	5,65	3,78	5,13
± ME <sub>KL - LK</sub>	1,50	1,55	4,30	2,31	2,39
± ME <sub>LM - ML</sub>	2,19	2,10	6,30	7,24	6,95
± ME <sub>MN - NM</sub>	2,19	2,10	6,30	7,24	6,95
± ME <sub>NO - ON</sub>	1,98	1,93	5,65	5,27	5,13

Fuente: elaboración propia.

- Nudo – O

$$O - N = 5,27 * -0,12 = -0,632$$

$$O - J = 5,27 * -0,21 = -1,107$$

$$O - T = 5,27 * -0,17 = -0,896$$

- Nudo – N

$$N - O = (7,24 - 5,27 - 0,632) * -0,10 = -0,134$$

$$N - M = (7,24 - 5,27 - 0,632) * -0,09 = -0,121$$

$$N - I = (7,24 - 5,27 - 0,632) * -0,17 = -0,229$$

$$N - S = (7,24 - 5,27 - 0,632) * -0,14 = -0,188$$

- Nudo – M

$$M - N = (7,24 - 7,24 - 0,121) * -0,09 = 0,011$$

$$M - L = (7,24 - 7,24 - 0,121) * -0,09 = 0,011$$

$$M - H = (7,24 - 7,24 - 0,121) * -0,18 = 0,022$$

$$M - R = (7,24 - 7,24 - 0,121) * -0,14 = 0,017$$

- Nudo – L

$$L - M = (2,31 - 7,24 + 0,011) * -0,09 = 0,443$$

$$L - K = (2,31 - 7,24 + 0,011) * -0,12 = 0,591$$

$$L - G = (2,31 - 7,24 + 0,011) * -0,16 = 0,787$$

$$L - Q = (2,31 - 7,24 + 0,011) * -0,13 = 0,640$$

- Nudo – K

$$K - L = (-2,31 + 0,591) * -0,15 = 0,258$$

$$K - F = (-2,31 + 0,591) * -0,19 = 0,327$$

$$K - P = (-2,31 + 0,591) * -0,16 = 0,275$$

- Nudo – F

$$F - G = (-1,65 + 0,238) * -0,14 = 0,185$$

$$F - A = (-1,65 + 0,238) * -0,18 = 0,238$$

$$F - K = (-1,65 + 0,238) * -0,18 = 0,238$$

- Nudo – A

$$A - B = (-0,66 + 0,238) * -0,22 = 0,093$$

$$A - F = (-0,66 + 0,238) * -0,28 = 0,119$$

- Nudo - B

$$B - C = (0,66 - 2,08 + 0,093) * -0,11 = 0,146$$

$$B - A = (0,66 - 2,08 + 0,093) * -0,17 = 0,226$$

$$B - G = (0,66 - 2,08 + 0,093) * -0,22 = 0,292$$

- Nudo - G

$$G - H = (1,65 - 5,19 + 0,185 + 0,292 + 0,787) * -0,08 = 0,182$$

$$G - F = (1,65 - 5,19 + 0,185 + 0,292 + 0,787) * -0,12 = 0,274$$

$$G - B = (1,65 - 5,19 + 0,185 + 0,292 + 0,787) * -0,15 = 0,342$$

$$G - L = (1,65 - 5,19 + 0,185 + 0,292 + 0,787) * -0,15 = 0,342$$

- Nudo - C

$$C - D = (2,08 - 2,08 + 0,146) * -0,13 = -0,019$$

$$C - B = (2,08 - 2,08 + 0,146) * -0,13 = -0,019$$

$$C - H = (2,08 - 2,08 + 0,146) * -0,24 = -0,035$$

- Nudo - H

$$H - I = (5,19 - 5,19 + 0,182 - 0,035 + 0,022) * -0,09 = -0,015$$

$$H - G = (5,19 - 5,19 + 0,182 - 0,035 + 0,022) * -0,09 = -0,015$$

$$H - C = (5,19 - 5,19 + 0,182 - 0,035 + 0,022) * -0,16 = -0,027$$

$$H - M = (5,19 - 5,19 + 0,182 - 0,035 + 0,022) * -0,16 = -0,027$$

- Nudo - D

$$D - E = (2,08 - 1,52 - 0,019) * -0,14 = -0,077$$

$$D - C = (2,08 - 1,52 - 0,019) * -0,12 = -0,066$$

$$D - I = (2,08 - 1,52 - 0,019) * -0,24 = -0,132$$

- Nudo - I

$$I - J = (5,19 - 3,78 + 0,015 - 0,132 - 0,229) * -0,09 = -0,094$$

$$I - H = (5,19 - 3,78 + 0,015 - 0,132 - 0,229) * -0,09 = -0,094$$

$$I - D = (5,19 - 3,78 + 0,015 - 0,132 - 0,229) * -0,16 = -0,166$$

$$I - N = (5,19 - 3,78 + 0,015 - 0,132 - 0,229) * -0,16 = -0,166$$

- Nudo - E

$$E - D = (1,52 - 0,077) * -0,18 = -0,259$$

$$E - J = (1,52 - 0,077) * -0,32 = -0,461$$

- Nudo - J

$$J - I = (3,78 - 0,094 - 0,461 - 1,106) * -0,12 = -0,254$$

$$J - E = (3,78 - 0,094 - 0,461 - 1,106) * -0,19 = -0,402$$

$$J - O = (3,78 - 0,094 - 0,461 - 1,106) * -0,19 = -0,402$$

De igual manera se realizan las iteraciones necesarias hasta llegar a un resultado donde los números tengan una variación insignificante.

- Cálculo de momento negativo parcial

Se calcula el momento parcial en la primera iteración a manera de ejemplo:

$$M_{AB} = -0,66 + 2 * 0,093 + 0,226 = -0,248 \text{ Ton}$$

- Cálculo de momento positivo parcial

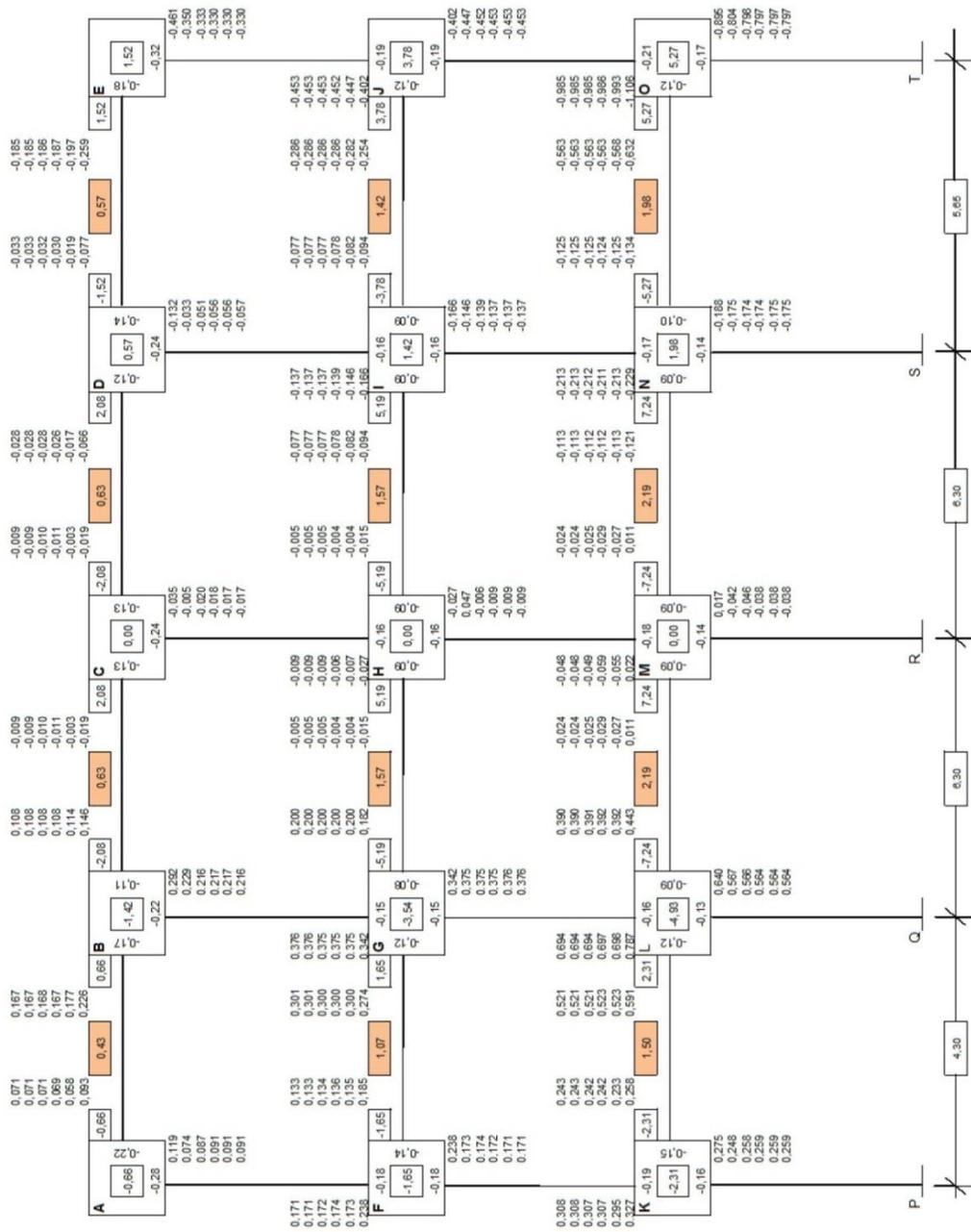
$$M_{AB} = \frac{0,43 * 4,30^2}{8} - \frac{|0,093| + |0,226|}{2} = 0,834 \text{ Ton} - m$$

El cálculo de los momentos positivos y negativos finales se realiza en la última iteración cuando los números empiezan a converger.

A continuación se muestra el esquema del método de Kani para la carga viva del eje C.

- Esquema de iteraciones del método de Kani para carga viva:

Figura 16. Pasos para emplear el método de Kani para cargas laterales



Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de los factores de distribución lineal:

$$\mu_k = -\frac{3}{2} * \left( \frac{K_{ij}}{\sum K_{in}} \right)$$

- Cálculo de momentos de entrepiso:

$$M_p = \frac{1}{3} * V * h$$

Donde:

- V = fuerza acumulada por piso

Cálculo de la fuerza por piso y columna:

$$\mu_{ik} = M_p * \mu_k$$

El factor de distribución angular es el mismo que se calculó anteriormente en el método de Kani para cargas gravitacionales.

Cálculo de la contribución lineal:

$$m_{ij} = -\mu_{ik} * (\mu_{ik} + \sum m_{ji})$$

Cálculo de momentos negativos finales:

$$M_{ij} = \mu_{ik} + 2m_{ij} + m_{ji}$$

Con los datos anteriores y los datos calculados en la siguiente tabla se inicia el cálculo de la primera iteración. Como ejemplo se realiza la primera iteración para el primer nivel de la manera siguiente:

Nudos: A - B - C - D - E

Tabla XLII. **Factores de distribución lineal y momentos de entrepiso**

Nivel 3	Rigidez relativa	F.D.L	Fx
A - F	0,0016	-0,30	13,41
B - G	0,0016	-0,30	
C - H	0,0016	-0,30	
D - I	0,0016	-0,30	1/3 Vh
E - J	0,0016	-0,30	14,30
sumatoria		-1,50	
Nivel 2	Rigidez relativa	F.D.L	Fx
F - K	0,0016	-0,30	11,83
G - L	0,0016	-0,30	
H - M	0,0016	-0,30	
I - N	0,0016	-0,30	1/3 Vh
J - O	0,0016	-0,30	26,92
sumatoria		-1,50	
Nivel 1	Rigidez relativa	F.D.L	Fx
K - P	0,0013	-0,30	9,33
L - Q	0,0013	-0,30	
M - R	0,0013	-0,30	
N - S	0,0013	-0,30	1/3 Vh
O - T	0,0013	-0,30	46,09
sumatoria		-1,50	

Fuente: elaboración propia.

- Nudo - A

$$A - B = -0,22 * ((-0,30 * 14,30) + 0) = 0,944$$

$$A - F = -0,28 * ((-0,30 * 14,30) + 0) = 1,201$$

- Nudo - B

$$B - C = -0,11 * ((-0,30 * 14,30) + 0,94) = 0,369$$

$$B - A = -0,17 * ((-0,30 * 14,30) + 0,94) = 0,570$$

$$B - G = -0,22 * ((-0,30 * 14,30) + 0,94) = 0,737$$

- Nudo - C

$$C - D = -0,13 * ((-0,30 * 14,30) + 0,37) = 0,510$$

$$C - B = -0,13 * ((-0,30 * 14,30) + 0,37) = 0,510$$

$$C - H = -0,24 * ((-0,30 * 14,30) + 0,37) = 0,941$$

- Nudo - D

$$D - E = -0,14 * ((-0,30 * 14,30) + 0,51) = 0,529$$

$$D - C = -0,12 * ((-0,30 * 14,30) + 0,51) = 0,454$$

$$D - I = -0,24 * ((-0,30 * 14,30) + 0,51) = 0,907$$

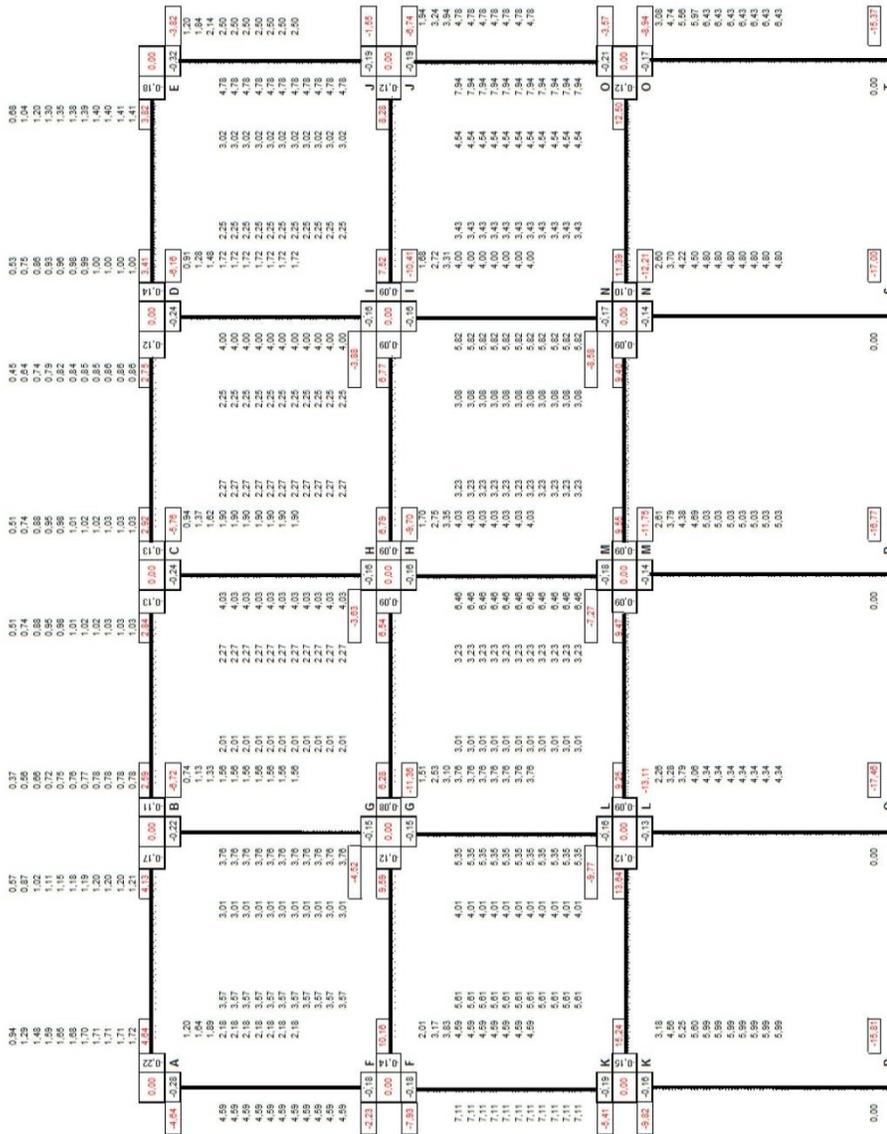
- Nudo - E

$$E - D = -0,18 * ((-0,30 * 14,30) + 0,529) = 0,677$$

$$E - J = -0,32 * ((-0,30 * 14,30) + 0,529) = 1,203$$

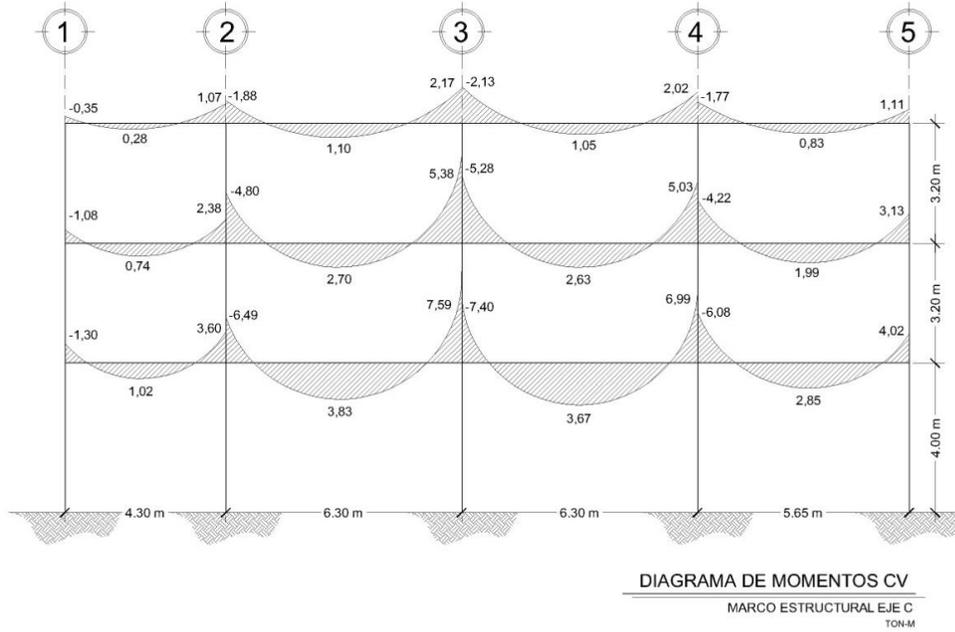
Se realizan los mismos pasos para cada piso hasta llegar nuevamente a la segunda iteración.

Figura 17. Esquema de iteraciones del método de Kani para carga sísmica



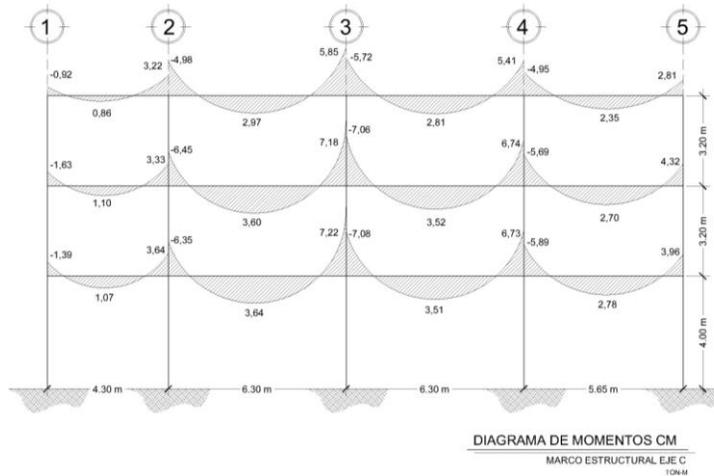
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 18. Diagrama de momentos, eje C carga viva



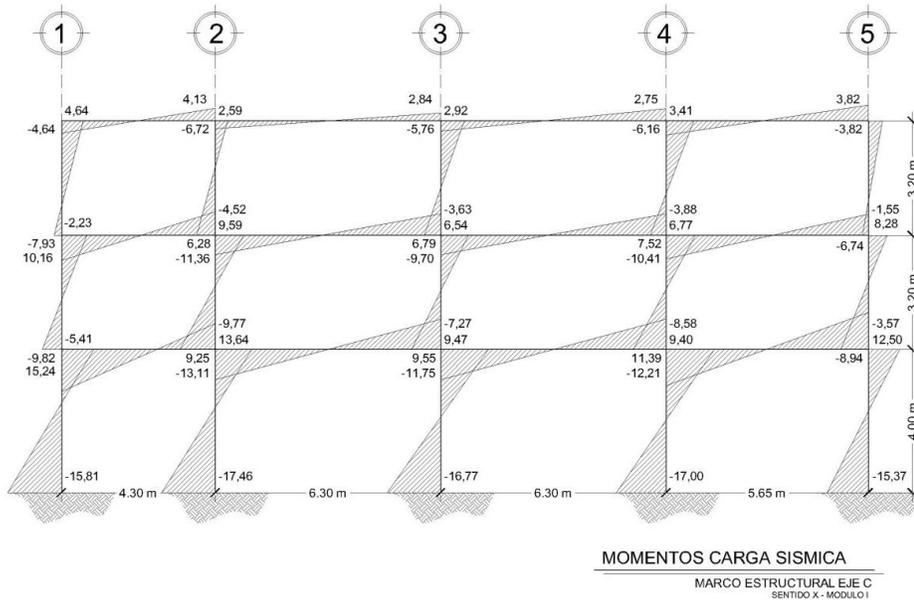
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 19. Diagrama de momentos, eje C carga muerta



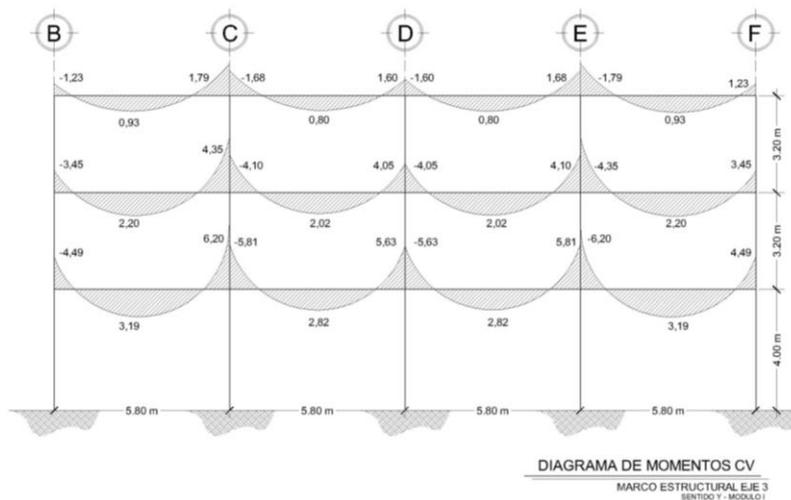
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 20. Diagrama de momentos, eje C carga sísmica



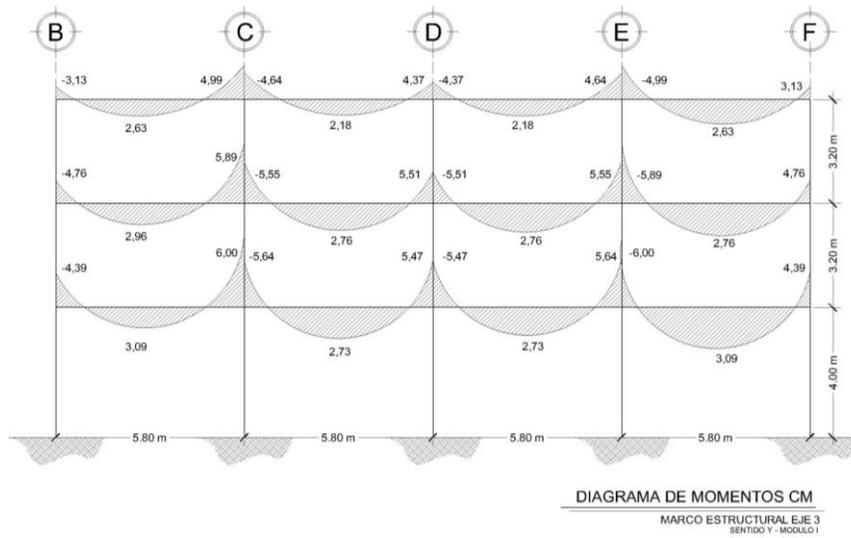
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 21. Diagrama de momentos, eje 3 carga viva



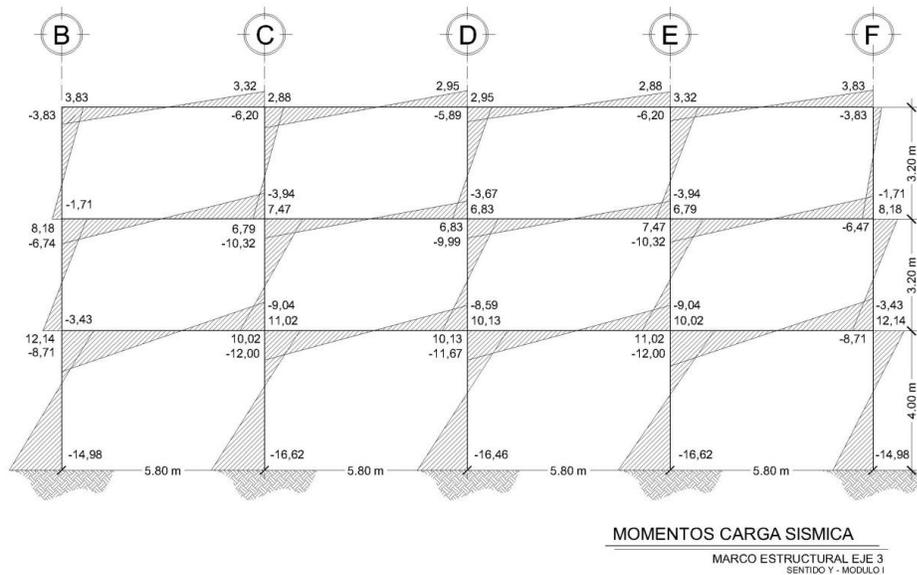
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 22. Diagrama de momentos, eje 3 carga muerta



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 23. Diagrama de momentos, eje 3 carga sísmica



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Envolvente de momentos

La envolvente de momentos no es más que la representación de los máximos esfuerzos que se presentan en los elementos debido a las combinaciones de cargas, carga viva, carga muerta y carga sísmica. Para la elaboración de las envolventes de momentos el código ACI 318-08, en su apéndice C, sección C.9.2-resistencia requerida, establece las combinaciones siguientes:

- 1,4 CM + 1,7 CV (combinación I)
- 0,75 (1,4 CM + 1,7 CV) + 1,0 S (combinación II)
- 0,75 (1,4 CM + 1,7 CV) - 1,0 S (combinación III)
- 0,90 CM + 1,0 S (combinación IV)
- 0,90 CM - 1,0 S (combinación V)

Envolvente de momentos de viga M - N primer nivel, eje C:

Datos:

- $M_{CM+} = 3,51 \text{ Ton} \cdot \text{m}$
- $M_{CV+} = 3,67 \text{ Ton} \cdot \text{m}$
- $M_{CM-} = -7,08 \text{ Ton} \cdot \text{m}$                        $M_{CM-} = -6,73 \text{ Ton} \cdot \text{m}$
- $M_{CV-} = -7,40 \text{ Ton} \cdot \text{m}$                        $M_{CV-} = -6,99 \text{ Ton} \cdot \text{m}$
- $+S = 9,55 \text{ Ton} \cdot \text{m}$                                $-S = -9,40 \text{ Ton} \cdot \text{m}$
- Combinación I

$$+ M_U = 1,4*(3,51) + 1,7*(3,67) = 11,15 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$- M_U = 1,4*(-7,08) + 1,7*(-7,40) = -22,49 \text{ Ton - m}$$

$$- M_U = 1,4*(-6,73) + 1,7*(-6,99) = -21,31 \text{ Ton - m}$$

- Combinación II

$$+ M_U = 0,75*(11,15) + 0 = 8,36 \text{ Ton - m}$$

$$- M_U = 0,75*(-22,49) + 9,55 = - 7,32 \text{ Ton - m}$$

$$- M_U = 0,75*(-21,31) + (-9,40) = - 25,38 \text{ Ton - m}$$

- Combinación III

$$+ M_U = 0,75*(11,07) = 8,36 \text{ Ton - m}$$

$$- M_U = 0,75*(-22,49) - 9,55 = - 26,42 \text{ Ton - m}$$

$$- M_U = 0,75*(-21,31) - (-9,40) = - 6,58 \text{ Ton - m}$$

- Combinación IV

$$+ M_U = 0,90*(3,51) = 3,16 \text{ Ton - m}$$

$$- M_U = 0,90*(-7,08) + 9,55 = 3,18 \text{ Ton - m}$$

$$- M_U = 0,90*(-6,73) + (-9,40) = -15,46 \text{ Ton - m}$$

- Combinación V

$$+ M_U = 0,90*(3,51) = 3,16 \text{ Ton - m}$$

$$- M_U = 0,90*(-7,08) - 9,55 = -15,92 \text{ Ton - m}$$

$$- M_U = 0,90*(-6,73) - (-9,40) = 3,34 \text{ Ton - m}$$

Tabla XLIII. Cuadro de momentos, eje C

	Cv	Cm	Cv	Cm	S		Cv	Cm	Cv	Cm	S
Elemento	M(+)	M(+)	M (-)	M (-)	M (+)	Elemento	M(+)	M(+)	M (-)	M (-)	M (+)
A - b	0,28	0,86	-0,35	-0,92	4,64	B - a	0,28	0,86	-1,07	-3,22	-4,13
B - c	1,10	2,97	-1,88	-4,98	2,59	C - b	1,10	2,97	-2,15	-5,85	-2,84
C - d	1,05	2,81	-2,13	-5,72	2,92	D - c	1,05	2,81	-2,02	-5,41	-2,75
D - e	0,83	2,35	-1,77	-4,95	3,41	E - d	0,83	2,35	-1,11	-2,81	-3,82
F - g	0,74	1,10	-1,08	-1,63	10,16	G - f	0,74	1,10	-2,38	-3,33	-9,59
G - h	2,70	3,60	-4,80	-6,45	6,28	H - g	2,70	3,60	-5,38	-7,18	-6,54
H - i	2,63	3,52	-5,28	-7,06	6,79	I - h	2,63	3,52	-5,03	-6,74	-6,77
I - j	1,99	2,70	-4,22	-5,69	7,52	J - i	1,99	2,70	-3,13	-4,32	-8,28
K - l	1,02	1,07	-1,30	-1,39	15,24	L - k	1,02	1,07	-3,60	-3,64	-13,64
L - m	3,83	3,64	-6,49	-6,35	9,25	M - l	3,83	3,64	-7,59	-7,22	-9,47
M - n	3,67	3,51	-7,40	-7,08	9,55	N - m	3,67	3,51	-6,99	-6,73	-9,40
N - o	2,85	2,78	-6,08	-5,89	11,39	O - n	2,85	2,78	-4,02	-3,96	-12,50

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIV. Cuadro de momentos, eje 3

	Cv	Cm	Cv	Cm	S		Cv	Cm	Cv	Cm	S
Elemento	M(+)	M(+)	M (-)	M (-)	M (+)	Elemento	M(+)	M(+)	M (-)	M (-)	M (+)
A - b	0,93	2,63	-1,23	-3,13	3,83	B - a	0,93	2,63	-1,79	-4,99	-3,32
B - c	0,80	2,18	-1,68	-4,64	2,88	C - b	0,80	2,18	-1,60	-4,37	-2,95
C - d	0,80	2,18	-1,60	-4,37	2,95	D - c	0,80	2,18	-1,68	-4,64	-2,88
D - e	0,93	2,63	-1,79	-4,99	3,32	E - d	0,93	2,63	-1,23	-3,13	-3,83
F - g	2,20	2,96	-3,45	-4,76	8,18	G - f	2,20	2,96	-4,35	-5,89	-7,47
G - h	2,02	2,76	-4,10	-5,55	6,79	H - g	2,02	2,76	-4,05	-5,51	-6,83
H - i	2,02	2,76	-4,05	-5,51	6,83	I - h	2,02	2,76	-4,10	-5,55	-6,79
I - j	2,20	2,96	-4,35	-5,89	7,47	J - i	2,20	2,96	-3,45	-4,76	-8,18
K - l	3,19	3,09	-4,49	-4,39	12,14	L - k	3,19	3,09	-6,20	-6,00	-11,02
L - m	2,82	2,73	-5,81	-5,64	10,02	M - l	2,82	2,73	-5,63	-5,46	-10,13
M - n	2,82	2,73	-5,63	-5,47	10,13	N - m	2,82	2,73	-5,81	-5,64	-10,02
N - o	3,19	3,09	-6,20	-6,00	11,02	O - n	3,19	3,09	-4,49	-4,39	-12,14

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLV. Cuadro de combinaciones de momentos, eje C

Nudo	Combinación i			Nudo	Nudo	Combinación ii			Nudo	Nudo	Combinación iii			Nudo
	M (-)	M (+)	M (-)			M (-)	M (+)	M (-)			M (-)	M (+)	M (-)	
A - b	-1,88	1,68	-6,33	B - a	A - b	3,23	1,26	-8,88	B - a	A - b	-6,05	1,26	-0,62	B - a
B - c	-10,17	6,03	-11,85	C - b	B - c	-5,04	4,52	-11,73	C - b	B - c	-10,22	4,52	-6,05	C - b
C - d	-11,63	5,72	-11,01	D - c	C - d	-5,80	4,29	-11,01	D - c	C - d	-11,64	4,29	-5,51	D - c
D - e	-9,94	4,70	-5,82	E - d	D - e	-4,05	3,53	-8,19	E - d	D - e	-10,87	3,53	-0,55	E - d
F - g	-4,12	2,80	-8,71	G - f	F - g	7,07	2,10	-16,12	G - f	F - g	-13,25	2,10	3,06	G - f
G - h	-17,19	9,63	-19,20	H - g	G - h	-6,61	7,22	-20,94	H - g	G - h	-19,17	7,22	-7,86	H - g
H - i	-18,86	9,40	-17,99	I - h	H - i	-7,36	7,05	-20,26	I - h	H - i	-20,94	7,05	-6,72	I - h
I - j	-15,14	7,16	-11,37	J - i	I - j	-3,84	5,37	-16,81	J - i	I - j	-18,88	5,37	-0,25	J - i
K - l	-4,16	3,23	-11,22	L - k	K - l	12,12	2,42	-22,06	L - k	K - l	-18,36	2,42	5,23	L - k
L - m	-19,92	11,61	-23,01	M - l	L - m	-5,69	8,71	-26,73	M - l	L - m	-24,19	8,71	-7,79	M - l
M - n	-22,49	11,15	-21,31	N - m	M - n	-7,32	8,36	-25,38	N - m	M - n	-26,42	8,36	-6,58	N - m
N - o	-18,58	8,74	-12,38	O - n	N - o	-2,55	6,56	-21,79	O - n	N - o	-25,33	6,56	3,22	O - n

Continuación de la tabla XLV.

Combinación iv				Combinación v					
Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo	Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo
A - b	3,81	0,77	-7,03	B - a	A - b	-5,47	0,77	1,23	B - a
B - c	-1,89	2,67	-8,11	C - b	B - c	-7,07	2,67	-2,43	C - b
C - d	-2,23	2,53	-7,62	D - c	C - d	-8,07	2,53	-2,12	D - c
D - e	-1,05	2,12	-6,35	E - d	D - e	-7,87	2,12	1,29	E - d
F - g	8,69	0,99	-12,59	G - f	F - g	-11,63	0,99	6,59	G - f
G - h	0,48	3,24	-13,00	H - g	G - h	-12,09	3,24	0,08	H - g
H - i	0,44	3,17	-12,84	I - h	H - i	-13,14	3,17	0,7	I - h
I - j	2,40	2,43	-12,17	J - i	I - j	-12,64	2,43	4,39	J - i
K - l	13,99	0,96	-16,92	L - k	K - l	-16,49	0,96	10,36	L - k
L - m	3,54	3,28	-15,97	M - l	L - m	-14,97	3,28	2,97	M - l
M - n	3,18	3,16	-15,46	N - m	M - n	-15,92	3,16	3,34	N - m
N - o	6,09	2,50	-16,06	O - n	N - o	-16,69	2,50	8,94	O - n

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVI. Cuadro de combinaciones de momentos, eje 3

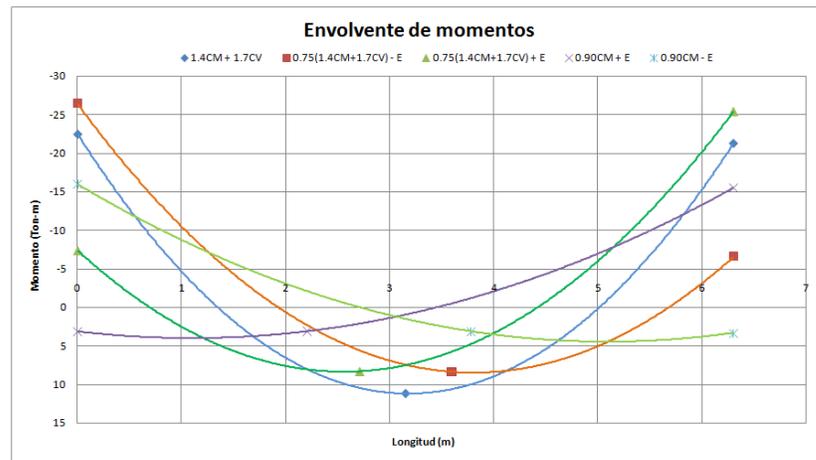
Combinación i				Combinación ii					Combinación iii					
Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo	Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo	Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo
A - b	-6,47	5,26	-10,03	B - a	A - b	-1,02	3,95	-10,84	B - a	A - b	-8,68	3,95	-4,2	B - a
B - c	-9,35	4,41	-8,84	C - b	B - c	-4,13	3,31	-9,58	C - b	B - c	-9,89	3,31	-3,68	C - b
C - d	-8,84	4,41	-9,35	D - c	C - d	-3,68	3,31	-9,89	D - c	C - d	-9,58	3,31	-4,13	D - c
D - e	-10,03	5,26	-6,47	E - d	D - e	-4,2	3,95	-8,68	E - d	D - e	-10,84	3,95	-1,02	E - d
F - g	-12,53	7,88	-15,64	G - f	F - g	-1,22	5,91	-19,2	G - f	F - g	-17,58	5,91	-4,26	G - f
G - h	-14,74	7,30	-14,6	H - g	G - h	-4,27	5,48	-17,78	H - g	G - h	-17,85	5,48	-4,12	H - g
H - i	-14,6	7,30	-14,74	I - h	H - i	-4,12	5,48	-17,85	I - h	H - i	-17,78	5,48	-4,27	I - h
I - j	-15,64	7,88	-12,53	J - i	I - j	-4,26	5,91	-17,58	J - i	I - j	-19,2	5,91	-1,22	J - i
K - l	-13,78	9,75	-18,94	L - k	K - l	1,81	7,31	-25,23	L - k	K - l	-22,48	7,31	-3,19	L - k
L - m	-17,77	8,62	-17,22	M - l	L - m	-3,31	6,47	-23,05	M - l	L - m	-23,35	6,47	-2,79	M - l
M - n	-17,23	8,62	-17,77	N - m	M - n	-2,79	6,47	-23,35	N - m	M - n	-23,05	6,47	-3,31	N - m
N - o	-18,94	9,75	-13,78	O - n	N - o	-3,19	7,31	-22,48	O - n	N - o	-25,23	7,31	1,81	O - n

Continuación de la tabla XLVI.

Nudo	Combinación iv			Nudo	Nudo	Combinación v			Nudo
	M (-)	M (+)	M (-)			M (-)	M (+)	M (-)	
A - b	1,01	2,37	-7,81	B - a	A - b	-6,65	2,37	-1,17	B - a
B - c	-1,30	1,96	-6,88	C - b	B - c	-7,06	1,96	-0,98	C - b
C - d	-0,98	1,96	-7,06	D - c	C - d	-6,88	1,96	-1,30	D - c
D - e	-1,17	2,37	-6,65	E - d	D - e	-7,81	2,37	1,01	E - d
F - g	3,90	2,66	-12,77	G - f	F - g	-12,46	2,66	2,17	G - f
G - h	1,80	2,48	-11,79	H - g	G - h	-11,79	2,48	1,87	H - g
H - i	1,87	2,48	-11,79	I - h	H - i	-11,79	2,48	1,80	I - h
I - j	2,17	2,66	-12,46	J - i	I - j	-12,77	2,66	3,90	J - i
K - l	8,19	2,78	-16,42	L - k	K - l	-16,09	2,78	5,62	L - k
L - m	4,94	2,46	-15,04	M - l	L - m	-15,10	2,46	5,22	M - l
M - n	5,21	2,46	-15,10	N - m	M - n	-15,05	2,46	4,94	N - m
N - o	5,62	2,78	-16,09	O - n	N - o	-16,42	2,78	8,19	O - n

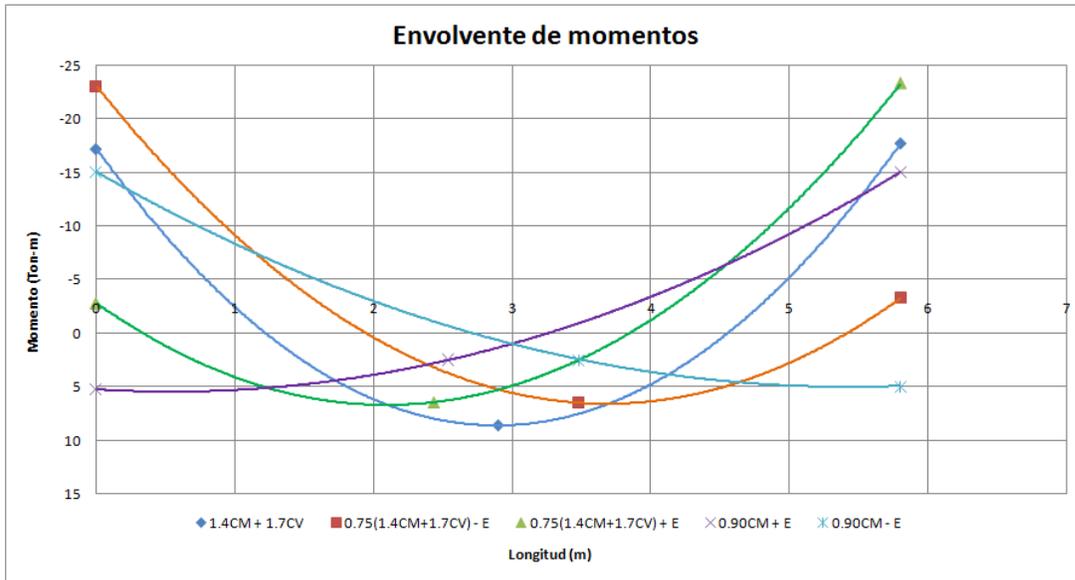
Fuente: elaboración propia.

Figura 24. **Gráfica de envolvente de momentos, eje C**



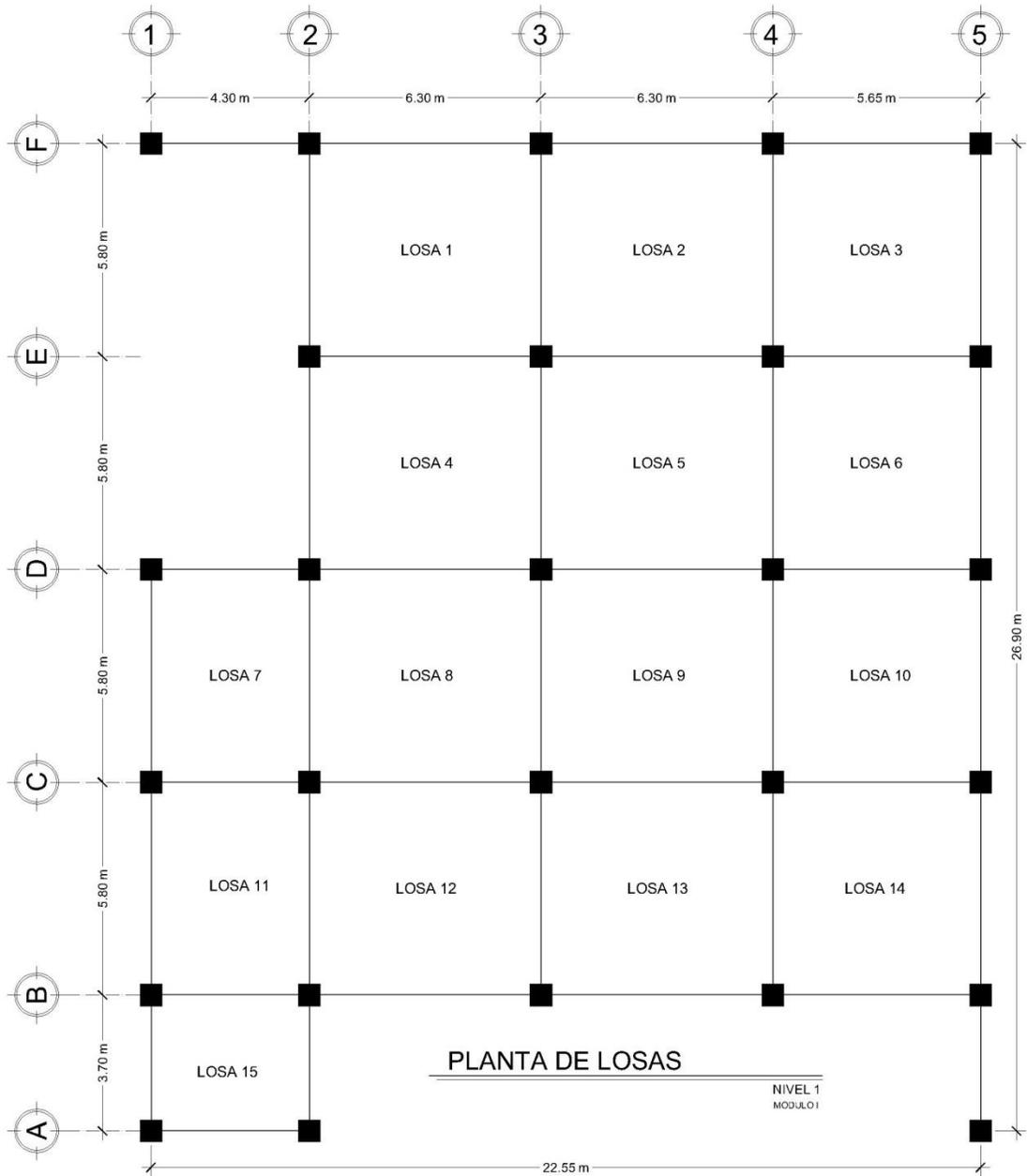
Fuente: elaboración propia.

Figura 25. Gráfica de envolvente de momentos, eje 3



Fuente: elaboración propia.

Figura 26. **Diseño estructural, diseño de losas: planta general de losas de primer nivel**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Momentos en losas

Para el cálculo de momentos en losas se emplea el método 3 del código ACI, como se muestra a continuación:

Datos:

- $CM = 562 \text{ Kg/m}^2$
- $CV = 700 \text{ Kg/m}^2$
- $CM_U = 1,4 \cdot (562) = 786,80 \text{ Kg/m}^2$
- $CV_U = 1,7 \cdot (700) = 1\ 190,00 \text{ Kg/m}^2$
- $CU = 786,80 + 1\ 190 = 1\ 976,80 \text{ Kg/m}^2$

Donde:

- $CM$  = carga muerta
- $CV$  = carga viva
- $CM_U$  = carga muerta última
- $CV_U$  = carga viva última
- $CU$  = carga última total

Cálculo de momentos:

$$(-)M_a = C_{cm-cv-a} * CU * L_a^2$$

$$(-)M_b = C_{cm-cv-b} * CU * L_b^2$$

$$(+)M_a = C_{cm-a} * CM_U * L_a^2 + C_{cv-a} * CV_U * L_a^2$$

$$(+)M_b = C_{cm-b} * CM_U * L_b^2 + C_{cv-b} * CV_U * L_b^2$$

Donde:

- $(-)M_a$  = momento negativo de lado corto.
- $C_{cm-cv-a}$  = coeficiente para momentos negativos de carga muerta más carga viva.
- $(-)M_b$  = momento negativo de lado largo.
- $C_{cm-cv-b}$  = coeficiente para momentos negativos de carga muerta más carga viva.
- $(+)M_a$  = momento positivo de lado corto.
- $C_{cm-a}$  = coeficiente para momentos positivos de carga muerta.
- $C_{cv-a}$  = coeficiente para momentos positivos de carga muerta.
- $(+)M_b$  = momento positivo de lado largo.

Con base en las ecuaciones anteriores y las tablas 12.3, 12.4 y 12.5 del libro de *Diseño de estructuras de concreto* del autor Arthur H. Nilson, se calculan los momentos en las losas dependiendo del caso de continuidad en que se encuentren:

Figura 27. **Casos de continuidad en losas**



Fuente: elaboración propia.

El borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; el borde sin marca indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

- Diseño de la losa 1

Como se observa en la planta de losas, la losa número 1 tiene continuidad solo en dos extremos, por lo cual le corresponde el caso No. 4

Datos:

- Losa 1  $a/b = 0,92$
- $C_{cm-cv-a} = 0,055$
- $C_{cm-cv-b} = 0,045$
- $C_{cm-a} = 0,030$
- $C_{cm-b} = 0,024$
- $C_{cv-a} = 0,035$
- $C_{cv-b} = 0,029$
  
- $(-)M_a = (0,055) * (1\ 976,80) * (5,80^2) = 3\ 657,48\ \text{Kg} - \text{m}$
- $(-)M_b = (0,045) * (1\ 976,80) * (6,30^2) = 3\ 530,66\ \text{Kg} - \text{m}$
- $(+)M_a = (0,030) * (786,80) * (5,80^2) + (0,035) * (1\ 190,00) * (5,80^2) = 2\ 195,15\ \text{Kg} - \text{m}$
- $(+)M_b = (0,024) * (786,80) * (6,30^2) + (0,029) * (1\ 190,00) * (6,30^2) = 2\ 119,17\ \text{Kg} - \text{m}$

De la misma manera se realiza el análisis para todas las losas teniendo en cuenta el caso de continuidad de cada una.

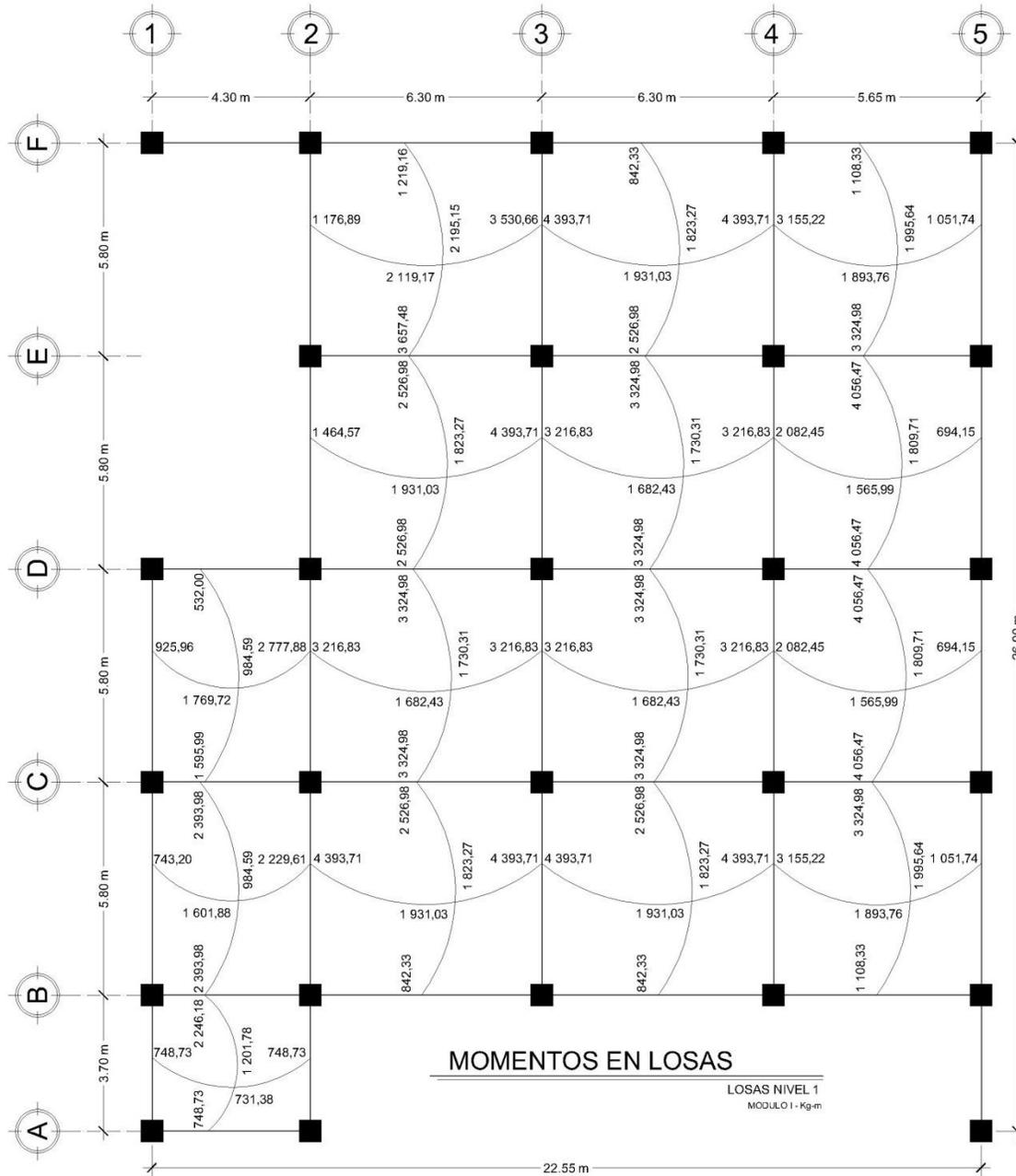
Tabla XLVII. **Tabla de momentos en losas**

<b>Nivel 1</b>	M(+ a)	M (+ b)	M (- a)	M (- b)	<b>Nivel 2</b>	M(+ a)	M (+ b)	M (- a)	M (- b)
<b>Losa 1</b>	2 195,15	2 119,17	3 657,48	3 530,66	<b>Losa 1</b>	1 794,83	1 559,15	3 028,41	2 923,41
<b>Losa 2</b>	1 823,27	1 931,03	2 526,98	4 393,71	<b>Losa 2</b>	1 468,70	1 566,68	2 092,35	3 638,02
<b>Losa 3</b>	1 893,76	1 995,64	3 155,22	3 324,98	<b>Losa 3</b>	1 546,44	1 629,64	2 612,54	2 753,10
<b>Losa 4</b>	1 823,27	1 931,03	2 526,98	4 393,71	<b>Losa 4</b>	1 468,70	1 566,68	2 092,35	3 638,02
<b>Losa 5</b>	1 730,31	1 682,43	3 324,98	3 216,83	<b>Losa 5</b>	1 387,18	1 343,06	2 753,10	2 663,55
<b>Losa 6</b>	1 565,99	1 809,71	2 082,45	4 056,47	<b>Losa 6</b>	1 262,09	1 466,58	1 724,27	3 358,78
<b>Losa 7</b>	1 769,72	984,59	2 777,88	1 595,99	<b>Losa 7</b>	1 442,82	801,58	2 300,10	1 321,49
<b>Losa 8</b>	1 730,31	1 682,43	3 324,98	3 216,83	<b>Losa 8</b>	1 387,18	1 343,06	2 753,10	2 663,55
<b>Losa 9</b>	1 730,31	1 682,43	3 324,98	3 216,83	<b>Losa 9</b>	1 387,18	1 343,06	2 753,10	2 663,55
<b>Losa 10</b>	1 565,99	1 809,71	2 082,45	4 056,47	<b>Losa 10</b>	1 262,09	1 466,58	1 724,27	3 358,78
<b>Losa 11</b>	1 601,88	984,59	2 229,61	2 393,98	<b>Losa 11</b>	1 293,84	801,58	1 846,13	1 982,23
<b>Losa 12</b>	1 823,27	1 931,03	2 526,98	4 393,71	<b>Losa 12</b>	1 468,70	1 566,68	2 092,35	3 638,02
<b>Losa 13</b>	1 823,27	1 931,03	2 526,98	4 393,71	<b>Losa 13</b>	1 468,70	1 566,68	2 092,35	3 638,02
<b>Losa 14</b>	1 893,76	1 995,64	3 155,22	3 324,98	<b>Losa 14</b>	1 546,44	1 629,64	2 612,54	2 753,10
<b>Losa 15</b>	1 201,78	731,38	2 246,18	0,00	<b>Losa 15</b>	987,67	593,07	1 859,85	0,00

<b>Nivel 3</b>	M(+ a)	M (+ b)	M (- a)	M (- b)
<b>Losa 1</b>	1 010,68	899,98	1 748,07	1 687,46
<b>Losa 2</b>	802,17	868,44	1 207,76	2 099,95
<b>Losa 3</b>	868,60	915,33	1 508,02	1 589,15
<b>Losa 4</b>	802,17	868,44	1 207,76	2 099,95
<b>Losa 5</b>	750,04	721,44	1 589,15	1 537,46
<b>Losa 6</b>	690,03	811,08	995,29	1 938,77
<b>Losa 7</b>	807,76	447,49	1 327,67	447,49
<b>Losa 8</b>	750,04	721,44	1 589,15	1 537,46
<b>Losa 9</b>	750,04	721,44	1 589,15	1 537,46
<b>Losa 10</b>	690,03	811,08	995,29	1 938,77
<b>Losa 11</b>	710,62	447,49	1 065,63	1 144,19
<b>Losa 12</b>	802,17	868,44	1 207,76	2 099,95
<b>Losa 13</b>	802,17	868,44	1 207,76	2 099,95
<b>Losa 14</b>	868,60	915,33	1 508,02	1 589,15
<b>Losa 15</b>	561,86	328,42	1 073,55	0,00

Fuente: elaboración propia.

Figura 28. Momentos en losas de primer nivel



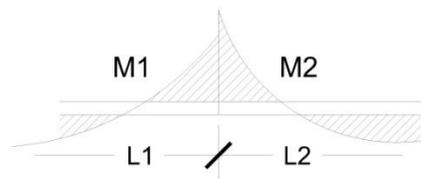
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Balanceo de momentos

Debido a los distintos momentos que se presentan en la unión de las losas es necesario realizar un balanceo de estos para que el diseño sea uniforme en cada losa.

Para determinar el momento balanceado, el código de diseño ACI recomienda lo siguiente:

Figura 29. **Muestra gráfica de un balanceo de momento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Condiciones para el balanceo de momentos:
  - Si  $0,80M_2 > M_1 \rightarrow$  balanceo por rigidez
  - Si  $0,80M_2 < M_1 \rightarrow$  balanceo por promedio

Donde:

- $M_1$  = momento menor
- $M_2$  = momento mayor
- $L_1$  = lado menor
- $L_2$  = lado mayor

- Balanceo por rigidez

Las rigideces de las losas:

$$K_1 = \frac{1}{L_1} \quad K_2 = \frac{1}{L_2}$$

Factores de distribución para losas:

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1+K_2} \quad D_2 = \frac{K_2}{K_1+K_2}$$

Momentos balanceados:

$$Mb_1 = M_1 + [(M_2 - M_1) * D_1] \quad Mb_2 = M_2 - [(M_2 - M_1) * D_2]$$

Balanceo de momentos entre la losa 1 y la losa 2:

Datos:

- $M_1 = 3\,530,66 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
- $L_1 = 6,30 \text{ m}$
- $M_2 = 4\,393,71 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
- $L_2 = 6,30 \text{ m}$

$0,80 * (4\,393,71) = 3\,514,97 \text{ Kg} \cdot \text{m} < 3\,530,66 \text{ Kg} \cdot \text{m} \rightarrow$  balanceo por promedio

$$M_1 = M_2 = \frac{3\,530,66 + 4\,393,71}{2} = 3\,962,19 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

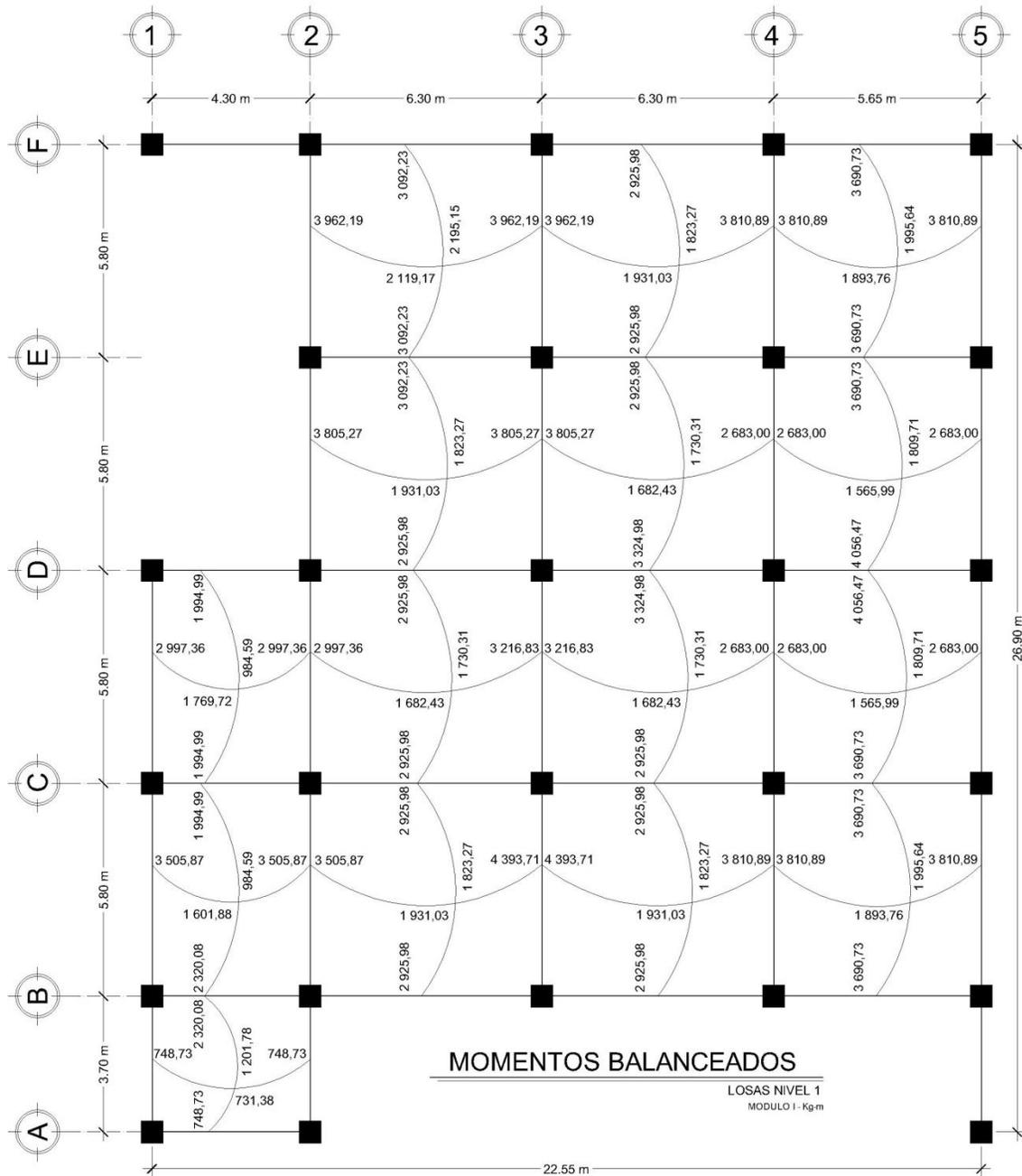
De la misma manera se procede en las demás uniones de losas en que los momentos deben ser balanceados.

Tabla XLVIII. **Momentos balanceados**

<b>Losas</b>	<b>Momento</b>	<b>Losas</b>	<b>Momento</b>
1 - 2	3 962,19	1 - 4	3 092,23
2 - 3	3 810,89	2 - 5	2 925,98
4 - 5	3 805,27	3 - 6	3 690,73
5 - 6	2 683,00	4 - 8	2 925,98
7 - 8	2 997,36	5 - 9	3 324,98
8 - 9	3 216,83	6 - 10	4 056,47
9 - 10	2 683,00	7 - 11	1 994,99
11 - 12	3 505,87	8 - 12	2 925,98
12 - 13	4 393,71	9 - 13	2 925,98
13 - 14	3 810,89	10 - 14	3 690,73
		11 - 15	2 320,08

Fuente: elaboración propia.

Figura 30. Planta de momentos balanceados de nivel 1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Acero de refuerzo:

- Cálculo del peralte efectivo

$$d = t - rec. - \emptyset/2$$

Donde:

- $d$  = peralte efectivo
- $t$  = espesor de losa
- $rec.$  = recubrimiento
- $\emptyset$  = diámetro de varilla de refuerzo

Datos:

- $t = 13$  cm
- $rec. = 2$  cm
- $\emptyset = 5/8$ "

$$d = 12 - 2 - 0,79 = 9,21 \text{ cm}$$

- Acero mínimo

El código ACI 318S-08 en la sección 10.5 de refuerzo mínimo en elementos a flexión establece que no debe ser menor a lo siguiente:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,80\sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

Pero no menor a:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

Donde:

$A_{s_{min}}$  = área de acero mínimo

$f_y$  = límite de fluencia del acero

$b$  = base (franja unitaria)

$d$  = peralte efectivo

Datos:

$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$

$b = 100 \text{ cm}$

$d = 10,21 \text{ cm}$

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,80\sqrt{280}}{2\,810} * 100 * 9,21 = 4,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{2\,810} * 100 * 9,21 = 4,59 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máximo

Para el cálculo de área de acero máximo que soporta una sección de concreto sometido a flexión se utiliza la siguiente expresión:

$$A_{s_{max}} = 0,85 * \beta * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6\ 120}{6\ 120 + f_y} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 0,85 * \beta * \frac{280}{2\ 810} * \frac{6\ 120}{6\ 120 + 2\ 810} * 100 * 9,21 = 26,73\ cm^2$$

- Cálculo de momento que resiste el acero mínimo

$$M_U = \phi \left[ A_s * f_y * \left( d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'c * b} \right) \right]$$

Donde:

- $\phi$  = factor de reducción de resistencia
- $M_U$  = momento último
- $A_s$  = área de acero
- $f'c$  = resistencia a compresión del concreto

El código ACI 318S-08 en la sección 9.3.2 establece que el factor de reducción de resistencia  $\phi$  para secciones controladas por tracción es 0,90.

$$M_U = 0,90 \left[ 4,59 * 2\ 810 * \left( 9,21 - \frac{4,59 * 2\ 810}{1,7 * 280 * 100} \right) \right]$$

$$M_U = 1\ 037,65\ Kg - m$$

Debido a que el momento último que resiste el acero mínimo no cubre ninguno de los momentos requeridos, se debe calcular el acero necesario para cada momento con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{0,85 * f'c}{f_y} * \left[ (b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_U * b}{0,003825 * f'c}} \right]$$

Donde:

- $M_U$  = momento último (Kg - m)

Se calcula como ejemplo el área de acero y la separación para el momento mayor en la sección de 3 962,19 Kg - m.

$$A_s = \frac{0,85 * (280)}{2 810} * \left[ (100 * 9,21) - \sqrt{(100 * 9,21)^2 - \frac{3 962,19 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 16,60 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de la separación con acero de 5/8"

$$16,60 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,98 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

$$S = 11,63 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

Tabla XLIX. Área de acero y separación del refuerzo

Losas	Momento	Asreq (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	Asmax (cm <sup>2</sup> )	Chequeo	S
1 - 2	3 962,19	16,60	4,59	26,73	Cumple	12
2 - 3	3 810,89	16,29	4,59	26,73	Cumple	13
4 - 5	3 805,27	16,27	4,59	26,73	Cumple	13
5 - 6	2 683,00	11,10	4,59	26,73	Cumple	18
7 - 8	2 997,36	12,51	4,59	26,73	Cumple	16
8 - 9	3 216,83	13,51	4,59	26,73	Cumple	15
9 - 10	2 683,00	11,10	4,59	26,73	Cumple	18
11 - 12	3 505,87	14,85	4,59	26,73	Cumple	14
12 - 13	4 393,71	19,13	4,59	26,73	Cumple	11
13 - 14	3 810,89	16,29	4,59	26,73	Cumple	13
15	748,30	4,59	4,59	26,73	Cumple	39

Losas	Momento	Asreq (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	Asmax (cm <sup>2</sup> )	Chequeo	S (cm)
1 - 4	3 092,23	12,94	4,59	26,73	Cumple	16
2 - 5	2 925,98	12,19	4,59	26,73	Cumple	17
3 - 6	3 690,73	15,72	4,59	26,73	Cumple	13
4 - 8	2 925,98	12,19	4,59	26,73	Cumple	17
5 - 9	3 324,98	14,01	4,59	26,73	Cumple	15
6 - 10	4 056,47	17,48	4,59	26,73	Cumple	12
7 - 11	1 994,99	8,11	4,59	26,73	Cumple	25
8 - 12	2 925,98	12,19	4,59	26,73	Cumple	17
9 - 13	2 925,98	12,19	4,59	26,73	Cumple	17
10 - 14	3 690,73	15,72	4,59	26,73	Cumple	13
11 - 15	2 320,08	9,51	4,59	26,73	Cumple	21

Fuente: elaboración propia.

- Chequeo por corte:

El chequeo por corte se realiza para verificar si el espesor de la losa resiste los cortes actuantes, para ello se analiza la losa más crítica.

Datos:

- $L_a = 5,80 \text{ m}$
- $L_b = 6,30 \text{ m}$
- $d = 10,21 \text{ cm}$
- $t = 13 \text{ cm}$
- $A_a = 8,42 \text{ m}^2$
- $A_b = 9,86 \text{ m}^2$
- $C_U = 1\,976,80 \text{ Kg/m}^2$

$$V_a = \frac{C_U * A_a}{L_a}$$

$$V_a = \frac{1\,976,80 * 8,42}{5,80} = 2\,869,77 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$V_b = \frac{1\,976,80 * 9,86}{6,30} = 3\,093,85 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Corte que resiste el concreto:

$$V_C = \emptyset * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_C = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 100 * 9,21 = 6\,942,78 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Como se observa, en el cálculo el corte del concreto resiste los cortes actuantes en ambos sentidos.

- Diseño de vigas

Se diseña la viga más crítica del primer nivel del eje C, los momentos actuantes son tomados de la envolvente de momentos correspondiente, siendo los siguientes:

Datos:

- $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- $f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$
- $b = 30 \text{ cm}$
- $h = 60 \text{ cm}$
- $\text{rec.} = 4 \text{ cm}$
- $(-)M_{\text{izquierda}} = -26,42 \text{ ton} \cdot \text{m}$
- $(+)M_{\text{centro}} = 11,15 \text{ ton} \cdot \text{m}$
- $(-)M_{\text{derecha}} = -25,38 \text{ ton} \cdot \text{m}$
- $d = h - \text{rec.} - \emptyset_{\text{ref. trans.}} - \emptyset/2_{\text{ref. long.}}$
- $d = 60 - 4 - 0,95 - 1,11 = 53,94 \text{ cm}$
- Acero mínimo

El código ACI 318S-08 en la sección 10.5 sobre refuerzo mínimo en elementos a flexión establece que no debe ser menor a lo siguiente:

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0,80\sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

Pero no menor a:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{fy} * b * d$$

Chequeo:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,80\sqrt{280}}{4\ 200} * 30 * 53,94 = 5,16\ cm^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4\ 200} * 30 * 53,94 = 5,39\ cm^2$$

El acero mínimo para la sección de la viga es 5,39 cm<sup>2</sup>.

- Acero máximo

El área de acero máximo para una sección en condiciones sísmicas está dada por la ecuación:

$$A_{s_{máx}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

El código ACI 318S-08 en el apéndice B, sección B.8.4.2, establece que la cuantía de acero no debe ser mayor a 0,5ρ<sub>b</sub>.

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{fy} \left[ \frac{6\ 120}{6\ 120 + fy} \right]$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280}{4\ 200} \left[ \frac{6\ 120}{6\ 120 + 4\ 200} \right] = 0,028564$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0,5 * 0,028564 * 30 * 53,94 = 23,11 \text{ cm}^2$$

Para el calculo del acero de refuerzo debido al momento de trabajo se emplea la siguiente ecuaci3n:

$$A_s = \frac{0,85 * f'c}{f_y} * \left[ (b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_U * b}{0,003825 * f'c}} \right]$$

- Para momento negativo de lado izquierdo de - 26,26 ton – m:

$$A_s = \frac{0,85 * 280}{4\ 200} * \left[ (30 * 53,94) - \sqrt{(30 * 53,94)^2 - \frac{26\ 420 * 30}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 14,03 \text{ cm}^2$$

- Para el momento positivo de 11,15 ton - m:

$$A_s = \frac{0,85 * 280}{4\ 200} * \left[ (30 * 53,94) - \sqrt{(30 * 53,94)^2 - \frac{11\ 150 * 30}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 5,64 \text{ cm}^2$$

- Para momento negativo de lado derecho de - 25,38 ton - m:

$$A_s = \frac{0,85 * 280}{4\ 200} * \left[ (30 * 53,94) - \sqrt{(30 * 53,94)^2 - \frac{25\ 380 * 30}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 13,43 \text{ cm}^2$$

Resumen:

$$A_{smin} = 5,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 23,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq (+)} = 5,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq (-)} = 14,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq (-)} = 13,43 \text{ cm}^2$$

Requisitos para armado de viga:

El código ACI 318S-08 establece que al menos debe disponerse de dos barras de refuerzo a lo largo de la viga, tanto en la cama superior como en la cama inferior.

- Para la cama superior

Se debe seleccionar el área de acero mayor de los siguientes casos:

- $A_{smin.} = 5,39 \text{ cm}^2$
- $(1/3)A_{sM(-)izq} = 0,33*(14,03) = 4,63 \text{ cm}^2$
- $(1/3)A_{sM(-)der} = 0,33*(13,43) = 4,3 \text{ cm}^2$

Colocar  $A_{smin}$  en la cama superior de la viga.

Por diseño y para cubrir aún más los momentos negativos en los extremos la cama superior será:

$$2 \text{ No. 7} = 2 * (3,88 \text{ cm}^2) = 7,76 \text{ cm}^2 > 5,23 \text{ cm}^2$$

Se deben colocar 2 varillas No. 7 corridas en la parte superior. Debido a que estas no cumplen con el área de acero requerida para momento negativo se calcula el refuerzo restante con bastones:

$$A_{S_{bast.}} = 14,03 \text{ cm}^2 - 7,76 \text{ cm}^2 = 6,27 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ No. 7} = 7,76 \text{ cm}^2$$

Armado final:

$$\begin{aligned} & 2 \text{ varillas No. 7} = 7,76 \text{ cm}^2 \text{ corridas} \\ & 2 \text{ bastones No. 7} = \underline{7,76 \text{ cm}^2} = 15,52 \text{ cm}^2 > 14,03 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Para la cama inferior

Se debe seleccionar el área de acero mayor de los siguientes casos:

- $A_{S_{min.}} = 5,39 \text{ cm}^2$
- $50\%A_{S_{M(-)izq}} = 0,5*(14,03) = 7,02 \text{ cm}^2$
- $50\%A_{S_{M(-)der}} = 0,5*(13,43) = 6,72 \text{ cm}^2$
- $A_{S (+)} = 5,64 \text{ cm}^2$  en la parte central inferior

$$2 \text{ No. 7} = 2 * (3,88 \text{ cm}^2) = 7,76 \text{ cm}^2 > 7,02 \text{ cm}^2$$

Se deben colocar 2 varillas No. 7 corridas en la parte superior. Debido a que estas no cumplen con el área de acero requerida para momento positivo en el centro se calcula el refuerzo restante:

Armado final:

2 varillas No. 7 =  $7,76 \text{ cm}^2$  corridas =  $7,76 \text{ cm}^2 > 7,02 \text{ cm}^2$

Tabla L. Armado de vigas, eje C

Armado de vigas eje C						
VIGA TIPO	V-3 NIVEL 3	$A_{s_{armado}} \text{ cm}^2$	V-2 NIVEL 2	$A_{s_{armado}} \text{ cm}^2$	V-1 NIVEL 1	$A_{s_{armado}} \text{ cm}^2$
Armado superior	2 No. 6 corridas + 1 baston No.4	6,97	2 No. 7 corridos + 2 bastones No. 5	11,72	2 No. 7 corridos + 2 bastones No. 7	15,52
		$A_{s_{requerido}} \text{ cm}^2$ 5,90		$A_{s_{requerido}} \text{ cm}^2$ 10,92		$A_{s_{requerido}} \text{ cm}^2$ 14,03
Armado inferior	2 No. 6 corridas	$A_{s_{armado}} \text{ cm}^2$ 5,70	2 No. 7 corridos + 1 tensión No. 5	$A_{s_{armado}} \text{ cm}^2$ 9,74	2 No. 7 corridos	$A_{s_{armado}} \text{ cm}^2$ 7,76
		$A_{s_{requerido}} \text{ cm}^2$ 5,72		$A_{s_{requerido}} \text{ cm}^2$ 9,40		$A_{s_{requerido}} \text{ cm}^2$ 7,02

Fuente: elaboración propia.

Tabla LI. Armado de vigas, eje 3

Armado de vigas eje 3						
VIGA TIPO	V-3 NIVEL 3	$A_{s_{armado}} \text{ cm}^2$	V-2 NIVEL 2	$A_{s_{armado}} \text{ cm}^2$	V-1 NIVEL 1	$A_{s_{armado}} \text{ cm}^2$
Armado superior	2 No. 6 corridas	5,7	2 No. 7 corridos + 1 bastones No. 5	9,40	2 No. 7 corridos + 2 bastones No. 6	13,46
		$A_{s_{requerido}} \text{ cm}^2$ 5,30		$A_{s_{requerido}} \text{ cm}^2$ 9,22		$A_{s_{requerido}} \text{ cm}^2$ 12,72
Armado inferior	2 No. 6 corridas	$A_{s_{armado}} \text{ cm}^2$ 5,70	2 No. 7 corridos	$A_{s_{armado}} \text{ cm}^2$ 7,76	2 No. 7 corridos	$A_{s_{armado}} \text{ cm}^2$ 7,76
		$A_{s_{requerido}} \text{ cm}^2$ 5,39		$A_{s_{requerido}} \text{ cm}^2$ 5,39		$A_{s_{requerido}} \text{ cm}^2$ 6,36

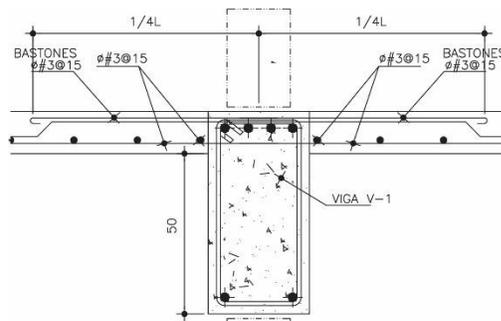
Fuente: elaboración propia.

- Diseño de refuerzo transversal

El código ACI 318S-08 en su sección 21.6.5 sobre fuerzas de diseño establece que la fuerza cortante de diseño se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables  $M_{pr}$  en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de caras axiales mayoradas,  $P_u$ , que actúan en él.

Las resistencias a momento deben determinarse usando un factor de resistencia igual a 1,0 y una resistencia del acero de refuerzo de al menos  $1,25f_y$ .

Figura 31. **Cálculo de la resistencia probable**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

El espesor del bloque de esfuerzos para el acero a flexión negativa es:

$$a = \frac{1,25 * f_y * A_s}{0,85 * f'c * b}$$

$$a = \frac{1,25 * 4\ 200 * 15,52}{0,85 * 280 * 30} = 11,41\ cm$$

El momento probable se calcula con la ecuación:

$$M_{pr1} = 1,25 * f_y * A_s * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{pr1} = 1,25 * 4\ 200 * 15,52 * \left(53,94 - \frac{11,41}{2}\right) = 39\ 301,88\ kg - m$$

El espesor del bloque de esfuerzos para el acero a flexión positiva es:

$$a = \frac{1,25 * 4\ 200 * 7,76}{0,85 * 280 * 30} = 5,71\ cm$$

$$M_{pr2} = 1,25 * 4\ 200 * 7,76 * \left(53,94 - \frac{5,71}{2}\right) = 20\ 812,03\ kg - m$$

Determinación de la fuerza cortante:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W * L}{2}$$

$$W = \frac{3}{4}(1,4CM + 1,7CV)$$

$$V_e = \frac{39\ 301,88 + 20\ 812,03}{6,30} \pm \frac{4\ 996,09 * 6,30}{2}$$

$$V_{e1} = 12\ 039,94\ kg$$

$$Ve_2 = 7\,043,84 \text{ kg}$$

El código ACI 318S-08 en la sección 21.6.5.2 sobre refuerzo transversal establece que se debe diseñar para resistir el cortante suponiendo el corte del concreto igual a cero, cuando el refuerzo de cortante inducido por sismo calculado representa la mitad o más de la resistencia máxima al cortante requerido dentro de la longitud.

Corte inducido por sismo:

El código ACI 318S-08 en su sección 21.3.4 establece que la fuerza cortante se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$V_{sis} = \frac{M1 * M2}{L}$$

Donde:

M1 y M2 = momentos finales en los empotramientos

L = longitud de la viga

$$V_{sis} = \frac{9\,550 + 9\,400}{6,30} = 3\,007,94 \text{ kg}$$

Realizando la revisión el corte inducido por sismo:

$$(3\,007,94 * 100) / (12\,039,94) = 24,98 \%$$

$$(3\,007,94 * 100) / (7\,043,84) = 42,70 \%$$

Como se puede observar, el corte por sismo en un extremo representa aproximadamente el 50 %, por tal razón no se toma en cuenta el corte del concreto.

Para la separación de estribos se utiliza la siguiente ecuación del código ACI 318S - 08 en su sección 11.4.7.2:

$$S = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_u}$$

Donde:

$A_v$  = área del refuerzo transversal

Cálculo de la separación de estribos con varillas No. 3 con área igual a 0,71 cm<sup>2</sup> y resistencia de 2 810 Kg/cm<sup>2</sup>.

$$S = \frac{2 * 0,71 * 2810 * 53,94}{12\ 039,94} = 17,88 \text{ cm}$$

El código ACI 318S - 08 en su sección 21.3.4.2 establece que en ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento por longitudes iguales a 2h, medidas desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 cm de la cara del elemento de apoyo.

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe excede el menor de:

- $d/4$
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- 30 cm

Realizando el chequeo:

$$53,94/4 = 13,49 \text{ cm}$$

$$8*(1,59) = 12,72 \text{ cm}$$

$$24*(0,95) = 22,86 \text{ cm}$$

Por lo tanto, deben colocarse estribos de confinamiento No. 3 @ 0,10 m, el primer estribo a 5 cm de la cara del apoyo. En el resto de la viga se colocarán estribos No. 3 @ 0,20 m de longitud de confinamiento igual a 2h, esto es igual a 1,20 m.

Tabla LII. **Confinamiento en vigas**

<b>Confinamiento en vigas</b>				
<b>Nivel</b>	<b>Extremos</b>	<b>Centro</b>	<b>Grado</b>	<b>L. confinamiento</b>
1	No, 3 @ 0,10 m	No, 3 @ 0,20 m	40	1,20 m
2	No, 3 @ 0,10 m	No, 3 @ 0,20 m	40	1,20 m
3	No, 3 @ 0,15 m	No, 3 @ 0,20 m	40	1,20 m

Fuente: elaboración propia.

- Diseño de columnas

Para el diseño de la columna se tomará la más crítica, la cual está comprendida entre el eje C y eje 3. Las cargas a considerar son todas las actuantes acumuladas en los 3 niveles.

Datos:

- Sección de columna = 0,50 m \* 0,50 m
- Sección de viga = 0,30 m \* 0,47 m
- Longitud de viga = 11,10 m
- Espesor de losa = 0,13 m
- $f'c = 280 \text{ Kg/m}^2$
- $f_y = 4\ 200 \text{ Kg/m}^2$
- $rec = 5 \text{ cm}$
- Área tributaria = 36,51 m<sup>2</sup>
- Carga viva total = 200 - 500 - 700 Kg/m<sup>2</sup>, respectivamente
- Para el cálculo de la carga por nivel se emplea el siguiente método:

$$Pu_n = A_{tot} * CU + Pp_{vigas} * Fcu$$

Donde:

- $Pu_n$  = carga axial en el nivel analizado
- $A_t$  = área tributaria total
- CU = carga última
- $Pp_{vigas}$  = peso propio de vigas
- Fcu = factor de carga última

Cálculo de la carga axial de nivel 3:

- $P_{LOSA} = (0,13) * (2\ 400) = 312,00\text{ Kg/m}^2$
- $S_c = 120\text{ Kg/m}^2$
- $CM = 312 + 120 = 432\text{ Kg/m}^2$
- $CV = 200\text{ Kg/m}^2$
- $CU = (1,4 * 432) + (1,7 * 200) = 944,80\text{ Kg/m}^2$
- $F_{cu} = (944,80) / (432 + 200) = 1,49$
- $P_{pvigas} = (11,10) * (0,47) * (0,30) * (2\ 400) = 3\ 756,24$

$$Pu_1 = 36,51 * 944,80 + 3\ 756,24 * 1,49 = 40\ 091,45\text{ Kg}$$

De la misma manera se calcula la carga para los niveles 1 y 2, dando como resultado una carga axial total de 183 705,89 Kg.

- Efectos de la esbeltez

El código ACI 318S - 08 en su sección 10.10.1 establece que se permite ignorar los efectos de esbeltez en los siguientes casos:

- Elementos sometidos a compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales:

$$\frac{KL_u}{r} \leq 22$$

- Elementos a compresión arriostrados contra desplazamientos laterales:

$$\frac{KL_u}{r} \leq 34 - 12 \left( M_1/M_2 \right) \leq 40$$

Donde:

- K = factor de longitud efectiva
- $L_u$  = longitud efectiva (longitud libre entre apoyos)
- r = radio de giro, se considera el radio de giro para secciones rectangulares igual a 0,30 veces la dimensión total de la sección de análisis.

Coeficiente que mide el grado de empotramiento ( $\Psi$ ):

El código ACI 318S - 08 en la sección 10.10.1.2 establece que:

$$\Psi = \frac{\sum(EI/L_c)}{\sum(EI/L_v)} = \frac{\sum K_{columna}}{\sum K_{viga}}$$

Donde:

- E = módulo de elasticidad del concreto (se toma 1 debido a que todos los elementos serán del mismo material).
- $L_c$  = luz libre entre apoyos del elemento a compresión.
- $L_v$  = luz del elemento a flexión medida centro a centro de los apoyos.
- I = inercia del elemento.

$$I_{COL.} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0,50 * 0,50^3}{12} = 0,0052 m^4$$

$$I_{VIGA.} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0,30 * 0,60^3}{12} = 0,0054 \text{ m}^4$$

Sentido X:

$$K_{VIGAS} = \frac{0,0054}{6,30} = 0,00086 \text{ m}^3$$

$$K_{COL superior} = \frac{0,0052}{2,60} = 0,0020 \text{ m}^3$$

$$K_{COL inferior} = \frac{0,0052}{3,46} = 0,0015 \text{ m}^3$$

Coficiente que mide el grado de empotramiento ( $\Psi$ ):

$$\Psi_A = \frac{0,0020 + 0,0015}{0,00086 + 0,00086} = 2,035$$

$$\Psi_B = 0,00 \text{ extrmo infeior empotrado}$$

$$\Psi_m = \frac{2,035 + 0}{2} = 1,02 < 2$$

Factor de longitud efectiva (K):

Para el cálculo del factor de longitud efectiva se emplean las ecuaciones siguientes:

Para  $\Psi_m < 2$ :

$$K = \frac{20 - \Psi_m}{20} \sqrt{1 + \Psi}$$

Para  $\Psi_m > 2$ :

$$K = 0,90 \sqrt{1 + \Psi_m}$$

Factor de longitud efectiva sentido X:

$$K = \frac{20 - 1,02}{20} \sqrt{1 + 1,02} = 1,349$$

Esbeltez E sentido X:

$$E = \frac{1,349 * 3,46}{0,30 * 0,50} = 31,12$$

$$22 < E < 100 \rightarrow 22 < 31,12 < 100$$

Debido a que cumple con las condiciones de columna intermedia, se deben magnificar los momentos.

Sentido Y:

$$K_{VIGAS} = \frac{0,0054}{5,80} = 0,00093 \text{ m}^3$$

$$K_{COL superior} = \frac{0,0052}{2,60} = 0,0020 \text{ m}^3$$

$$K_{COL inferior} = \frac{0,0052}{3,46} = 0,0015 m^3$$

Coefficiente que mide el grado de empotramiento ( $\Psi$ ):

$$\Psi_A = \frac{0,0020 + 0,0015}{0,00093 + 0,00093} = 1,882$$

$$\Psi_B = 0,00 \text{ extremo inferior empotrado}$$

$$\Psi_m = \frac{1,882 + 0}{2} = 0,941 < 2$$

Factor de longitud efectiva (K):

$$K = \frac{20 - 0,941}{20} \sqrt{1 + 0,941} = 1,328$$

Esbeltez E sentido Y:

$$E = \frac{1,328 * 3,46}{0,30 * 0,50} = 30,633$$

$$22 < E < 100 \rightarrow 22 < 30,633 < 100$$

Debido a que cumple con las condiciones de columna intermedia, se deben magnificar los momentos.

- Magnificación de momentos

El código ACI 318S – 08 en la sección 10.10.6 establece que los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada  $P_u$  y el momento mayorado amplificado, para los efectos de curvatura del elemento, como sigue:

$$M_C = \delta_{ns} M_2$$

Donde:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1,0$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Klu)^2}$$

$$EI = \frac{0,40E_c I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

Según el código ACI 318S - 08 en su sección 10.10.6.4, para elementos sin cargas transversales entre apoyos  $C_m$  debe considerarse como:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2}$$

Donde el término  $M_1/M_2$  es positivo si la columna está flectada en curva simple y negativo si el elemento tiene curva doble. Para elementos con cargas transversales entre los apoyos,  $C_m$  debe considerarse igual a 1,0.

El código ACI 318S - 08 en su sección 10.10.6.2 establece que el término  $\beta_{dns}$  es la relación entre la máxima carga axial sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima carga axial mayorada asociada con la misma combinación de carga, pero no debe ser mayor a 1,0.

Se analizan las cargas del primer nivel:

$$\beta_{dns} = \frac{1,4 * 562}{1\ 976,80} = 0,40 < 1,0$$

$$P_U = 183\ 705,89\ Kg$$

$$E_C = 15\ 100\sqrt{f'c} = 15\ 100 * \sqrt{280} = 252\ 671,33\ Kg/cm^2$$

$$I_g = \frac{(50\ cm) * (50\ cm)^3}{12} = 520\ 833,33\ cm^4$$

$$EI = \frac{0,40 * 252\ 671,33 * 520\ 833,33}{1 + 0,40} = 3,7599900 * 10^{10}\ Kg - cm^2$$

Con los datos obtenidos se calcula el factor de magnificación de momentos para ambos sentidos:

- Sentido X

Carga crítica de Euler:

$$P_c = \frac{\pi^2(3,7599900 * 10^{10})}{(1,349 * 346)^2} = 1\ 703\ 375,27\ Kg$$

Factor de magnificación:

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{183\,705,89}{0,75 * 1\,703\,375,27}} = 1,17 \geq 1,0$$

- Sentido Y

$$P_c = \frac{\pi^2(3,7599900 \times 10^{10})}{(1,328 * 346)^2} = 1\,757\,673,03 \text{ Kg}$$

Factor de magnificación:

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{183\,705,89}{0,75 * 1\,757\,673,03}} = 1,16 \geq 1,0$$

Momentos últimos (combinación de cargas):

- $M_x = 16,85 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
- $M_y = 16,80 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Momentos magnificados (momentos de diseño  $M_D$ ):

- $M_{Dx} = 1,17 * (16,85) = 19,71 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
- $M_{Dy} = 1,16 * (16,80) = 19,49 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

- Diseño del refuerzo longitudinal:
  - Sección y armado propuesto

- Sección = 50cm x 50 cm
- Refuerzo longitudinal = 4No. 7 + 4No. 6 fy 4 200 Kg/cm<sup>2</sup>.

$$A_{st} = (4 * 3,88 \text{ cm}^2) + (4 * 2,85 \text{ cm}^2) = 26,92 \text{ cm}^2$$

$$A_g = (50 \text{ cm} * 50 \text{ cm}) = 2 500 \text{ cm}^2$$

El código ACI 318S - 08 en su sección 21.6.3 establece que el área de refuerzo longitudinal  $A_{st}$ , no debe ser menor que  $0,01A_g$ , ni mayor que  $0,06 A_g$ .

Realizando el chequeo con el refuerzo propuesto:

$$A_{st_{min}} = (2 500 \text{ cm}^2) * (0,01) = 25,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{st_{máx}} = (2 500 \text{ cm}^2) * (0,06) = 150,00 \text{ cm}^2$$

$$26,92 \text{ cm}^2 > 25,00 \text{ cm}^2$$

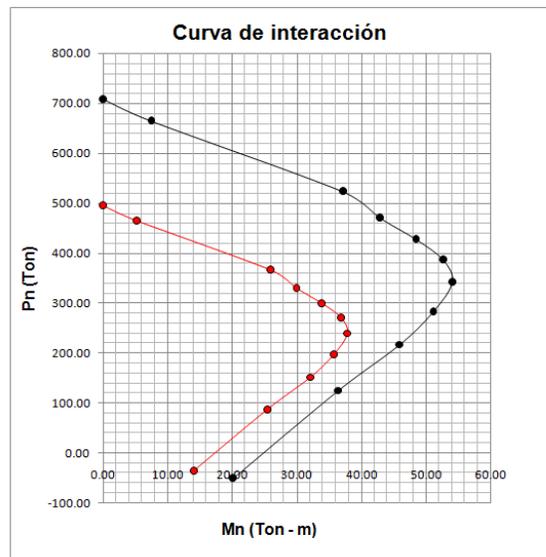
Por lo tanto, se toma como adecuado el armado propuesto.

Tabla LIII. Curva de interacciones para la sección y el armado propuesto

C	a	$\epsilon_1$	$\epsilon_2$	$\epsilon_3$	$f_{s1}$	$f_{s2}$	$f_{s3}$	Cc	P1	P2	P3	Pn	Mn	$\Phi P_n$	$\Phi M_n$
$\alpha$	50,00	0,00200	0,00200	0,00200	4200	4200	4200	595,00	44,56	24,11	44,56	708,23	0,00	495,8	0,00
50,00	50,00	0,00200	0,00150	0,00031	4200	3150	643,9	595,00	44,56	18,08	6,83	664,47	7,50	465,1	5,25
45,00	38,25	0,00200	0,00133	0,00034	4200	2800	715,4	455,18	44,56	16,07	7,59	523,40	37,11	366,4	25,98
40,00	34,00	0,00200	0,00113	0,00037	4200	2362,5	770,2	404,60	44,56	13,56	8,17	470,89	42,86	329,6	30,00
35,00	29,75	0,00200	0,00086	0,00085	4200	1800	1780	354,03	44,56	10,33	18,89	427,81	48,47	299,5	33,93
30,00	25,50	0,00200	0,00050	0,00149	4200	1050	3127	303,45	44,56	6,03	33,18	387,22	52,63	271,1	36,84
25,00	21,25	0,00200	0,00000	0,00200	4200	0	4200	252,88	44,56	0,00	44,56	342,00	54,08	239,4	37,85
20,00	17,00	0,00200	-0,00075	0,00200	4200	-1575,00	4200	202,30	44,56	-9,04	44,56	282,38	51,11	197,7	35,77
15,00	12,75	0,00198	-0,0020	0,00200	4154	-4200	4200	151,73	44,07	-24,11	44,56	216,25	45,89	151,4	32,12
10,00	8,50	0,00147	-0,0045	0,00200	3081	-9450	4200	101,15	32,69	-54,24	44,56	124,16	36,35	86,91	25,45
5,00	4,25	-0,00007	-0,0120	0,00200	-139	-25200	4200	50,58	-1,47	-144,65	44,56	-50,98	20,14	-35,7	14,10

Fuente: elaboración propia.

Figura 32. Curva de interacción



Fuente: elaboración propia.

La gráfica muestra la curva con resistencia nominal (color negro) y la curva con resistencia última (color rojo), aplicando el factor de reducción de capacidad  $\Phi$  para compresión pura en columnas rectangulares igual a 0,70.

Un cálculo simple y conservador de la resistencia nominal  $P_{ni}$  se puede obtener a partir de la relación de cargas recíprocas, establecida en el código ACI 318S - 08 en su sección 10.3.7.

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_0}$$

Donde:

$P_{ni}$  = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.

$P_0$  = resistencia nominal a cargas axiales para excentricidad cero.

$P_{nx}$  = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje X.

$P_{ny}$  = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje Y.

Datos:

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{DX} = 19,71 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{DY} = 19,49 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$P_U = 183\,705,89 \text{ Kg}$$

- Determinando  $\Phi P_{nx}$ :

Con base en la gráfica es posible observar que para un valor de 19,71 Ton - m, se obtiene una carga igual a 390 Ton.

- Determinando  $\Phi P_{ny}$ :

Con base en la gráfica es posible observar que para un valor de 19,49 Ton - m, se obtiene una carga igual a 400 Ton.

- Determinando  $P_0$ :

$$P_0 = 0,70 * (0,85 * f'c * (A_g - A_s) + fy * A_s)$$

$$P_0 = 0,70 * (0,85 * 280 * (2\ 500 - 26,92) + 4\ 200 * 26,92)$$

$$P_0 = 491\ 159,93\ Kg = 491,16\ Ton$$

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{390} + \frac{1}{400} - \frac{1}{491,16}$$

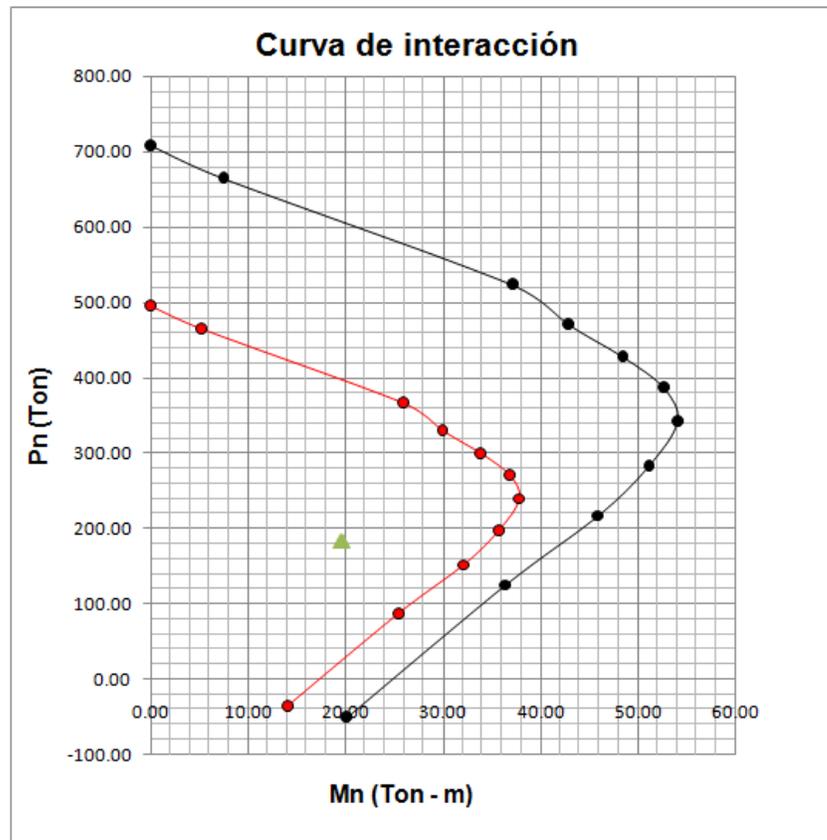
Resolviendo la ecuación se tiene:

$$\Phi P_n = 330,24\ Ton > P_U = 183\ 705,89\ Kg$$

Se puede observar que la resistencia última de la columna es mayor que la resistencia requerida, por lo tanto es aceptable.

Si se grafican los momentos y la carga última en el diagrama de interacción se puede observar que quedan dentro de la región permisible.

Figura 33. **Curva de interacción de resistencia**



Fuente: elaboración propia.

- Diseño del refuerzo transversal

Corte en columna dirección X,Y:

$$V_U = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{L}$$

$$V_{UX} = \left[ \frac{16,85 + 11,92}{3,46} \right] * 1,17 = 9,73 \text{ ton}$$

$$V_{UY} = \left[ \frac{16,80 + 12,36}{3,46} \right] * 1,16 = 9,78 \text{ ton}$$

Corte que resiste el concreto:

$$V_C = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 50 * \frac{42,78}{1\ 000} = 16,12 \text{ ton}$$

El código ACI 318S-08 en su sección 21.3.5.2 establece que en ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento por unidad de longitud desde la cara del nudo. El espaciamiento no debe exceder el menor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo de confinamiento
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna
- 30 cm

La longitud de confinamiento no debe ser menor que la mayor entre:

- Una sexta parte de la luz libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- 45 cm

Revisión de la separación máxima de estribos confinados:

- $8 * (2,22 \text{ cm}) = 17,76 \text{ cm}$

- $24 \cdot (1,27 \text{ cm}) = 30,48 \text{ cm}$
- $50 \text{ cm} / 2 = 25 \text{ cm}$
- $30 \text{ cm}$

Revisión de la longitud de confinamiento:

- $(3,46 / 6) = 0,58 \text{ m}$
- $0,50 \text{ m}$
- $0,45 \text{ m}$

La longitud de confinamiento será igual a  $0,58 \text{ m}$ .

El código ACI 318S - 08 en su sección 21.6.4.3 establece que la separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor
- Según lo definido en la ecuación:

$$S_o = 10 + \left[ \frac{35 - H_x}{3} \right]$$

$H_x$  = la separación máxima entre ramas del estribo cerrado de confinamiento, esta no debe ser mayor a  $35 \text{ cm}$ :

$$H_x = 50 \text{ cm} - 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm} > 35 \text{ cm}$$

Se deben colocar ganchos suplementarios al centro de la sección en ambos sentidos.

$$S_o = 10 + \left[ \frac{35 - 20}{3} \right] = 15 \text{ cm}$$

El valor no debe ser mayor a 15 cm y no es necesario tomarlo menor a 10 cm.

El código ACI 318S - 08 en su sección 21.6.4.4 establece que el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares,  $A_{sh}$  no debe ser menor que la requerida por:

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_y}$$

Donde:

- $S$  = espaciamiento medido de centro a centro.
- $b_c$  = dimensión transversal del núcleo medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal.

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{S * 37,56 * 280}{4 200} = 0,23 * S$$

Debido a que el refuerzo transversal está compuesto por estribos y ganchos suplementarios con varillas No. 3, el área total  $A_{sh}$  es:

$$A_{sh} = 3 * 0,71 \text{ cm}^2 = 2,13 \text{ cm}^2$$

Igualando las ecuaciones anteriores:

$$0,23 * S = 2,13 \text{ cm}^2$$

$$S = 9,26 \text{ cm}^2 \approx 9 \text{ cm}$$

Con base en las condiciones anteriores se coloca como refuerzo transversal estribos y ganchos suplementarios con varillas No. 3 grado 60 en la zona de confinamiento @ 0,09 m y el resto @ 0,15 m.

Refuerzo longitudinal para los niveles 2 - 3:

El código ACI 318S - 08 en su sección 21.6.3 establece que el área de refuerzo longitudinal  $A_{st}$ , no debe ser menor que  $0,01A_g$ , ni mayor que  $0,06 A_g$ .

Para estos niveles se propone el refuerzo de:

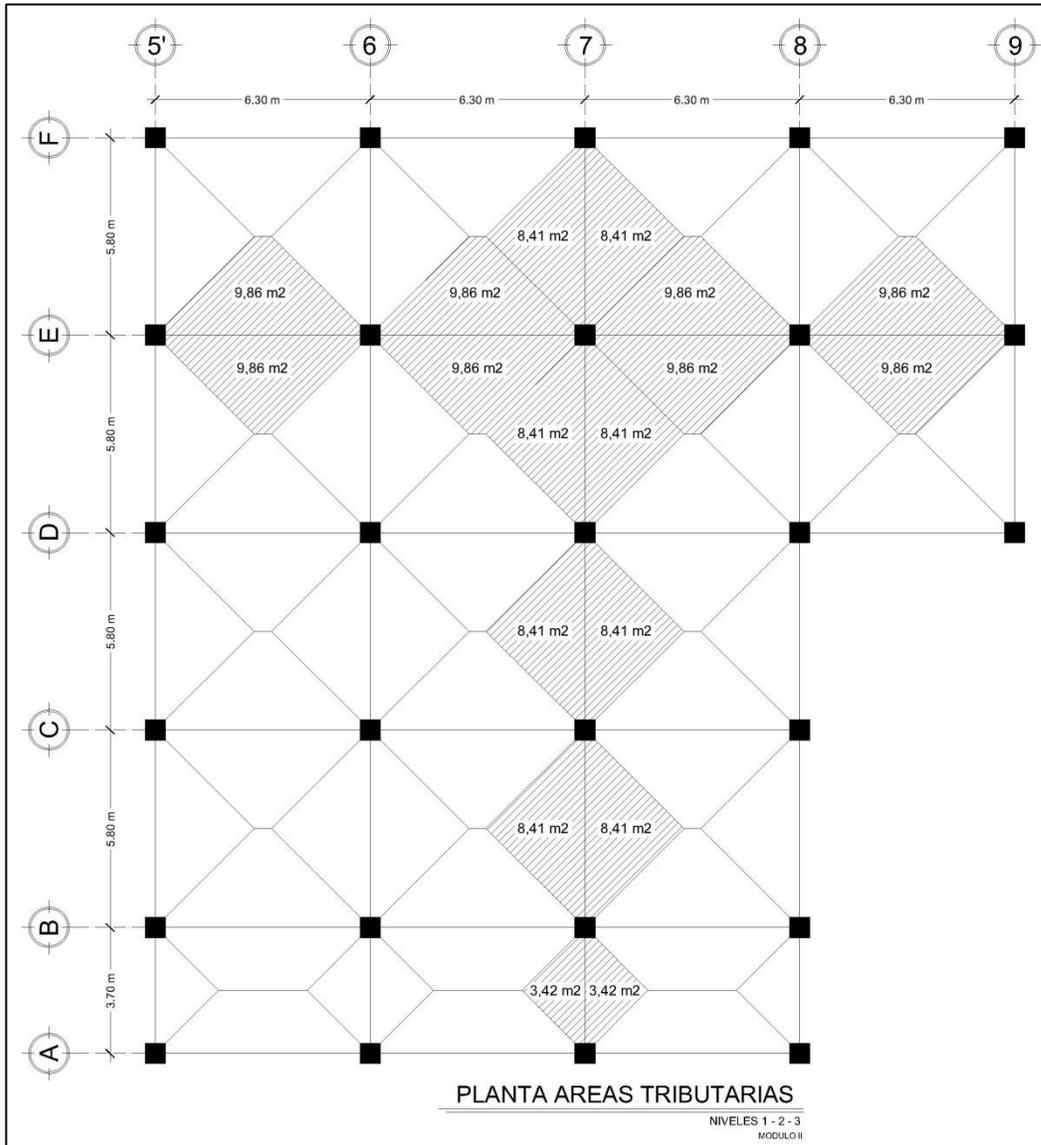
- Tercer nivel

4 No. 6 + 4 No. 5 cuantía real 0,0078

- Segundo nivel

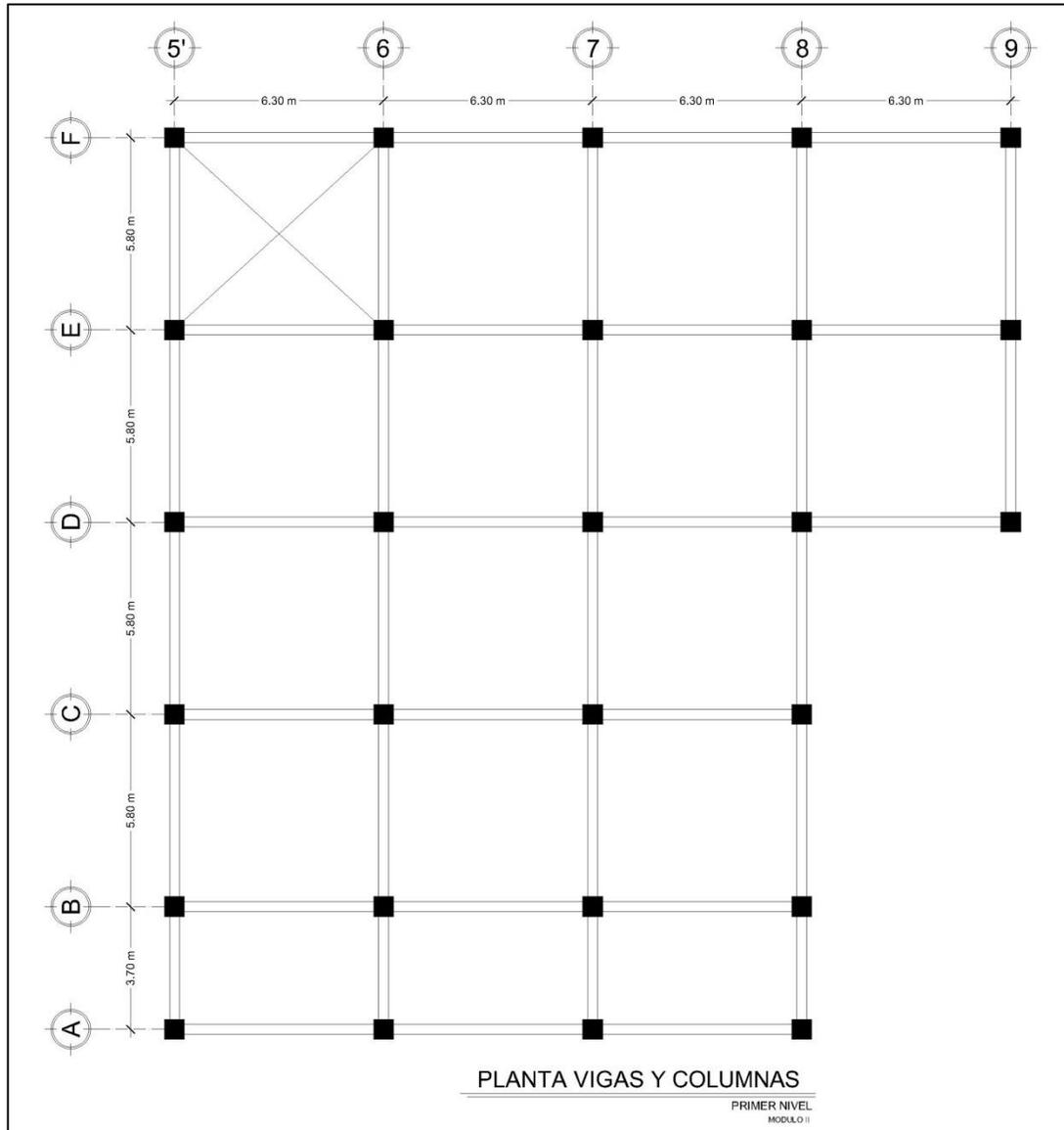
4 No. 7 + 4 No. 5 cuantía real 0,0094

Figura 34. **Planta de áreas tributarias de niveles 1 - 2 - 3, módulo II**



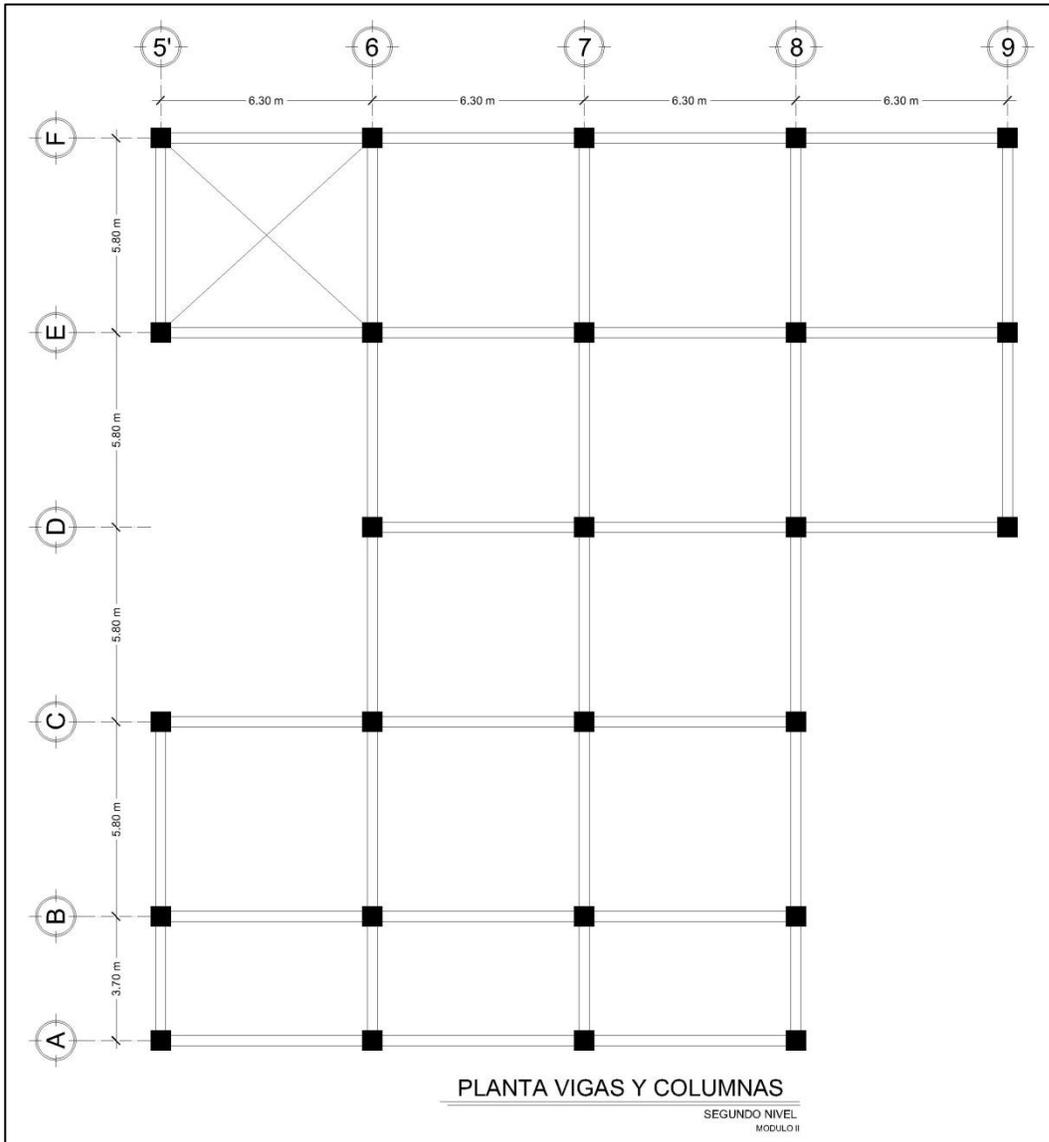
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 35. **Planta de vigas y columnas de primer nivel, módulo II**



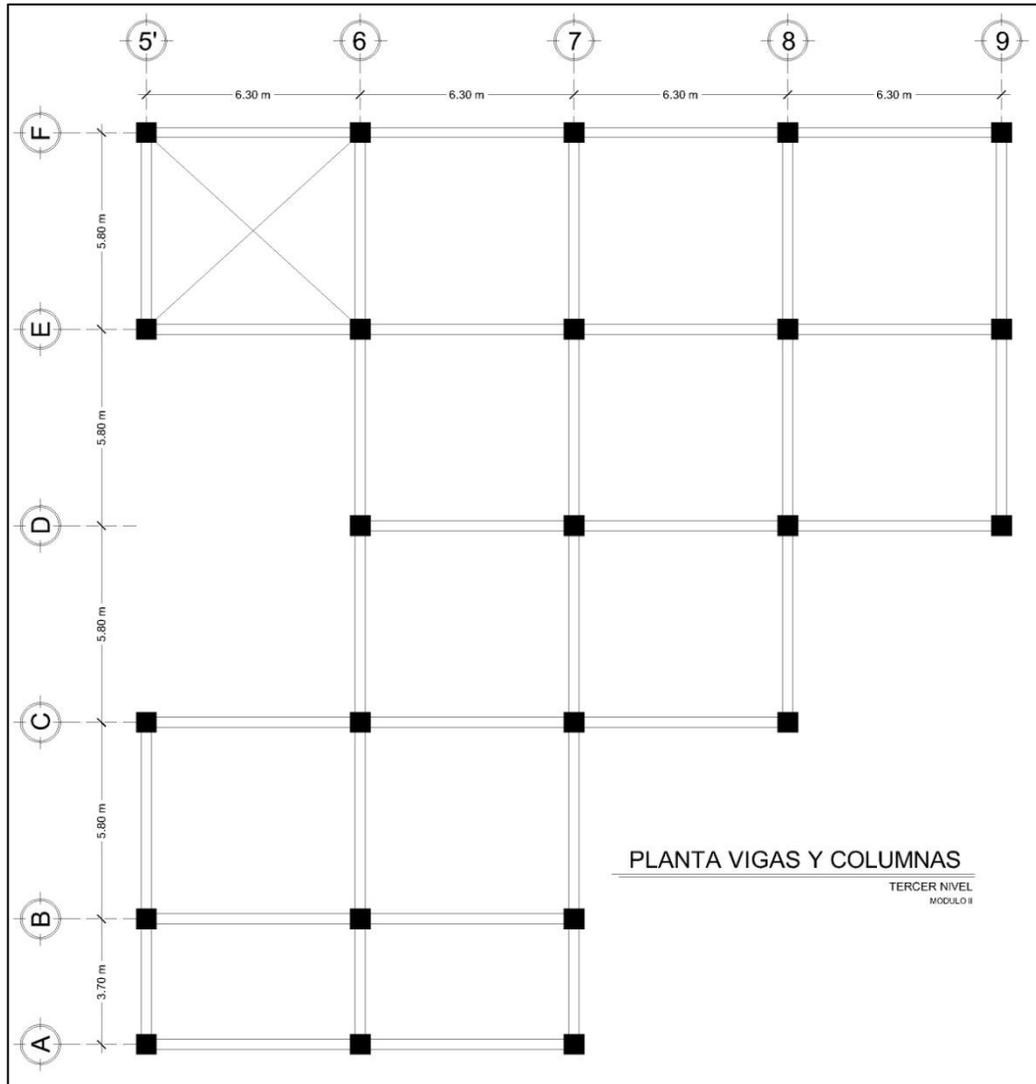
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 36. **Planta de vigas y columnas de segundo nivel, módulo II**



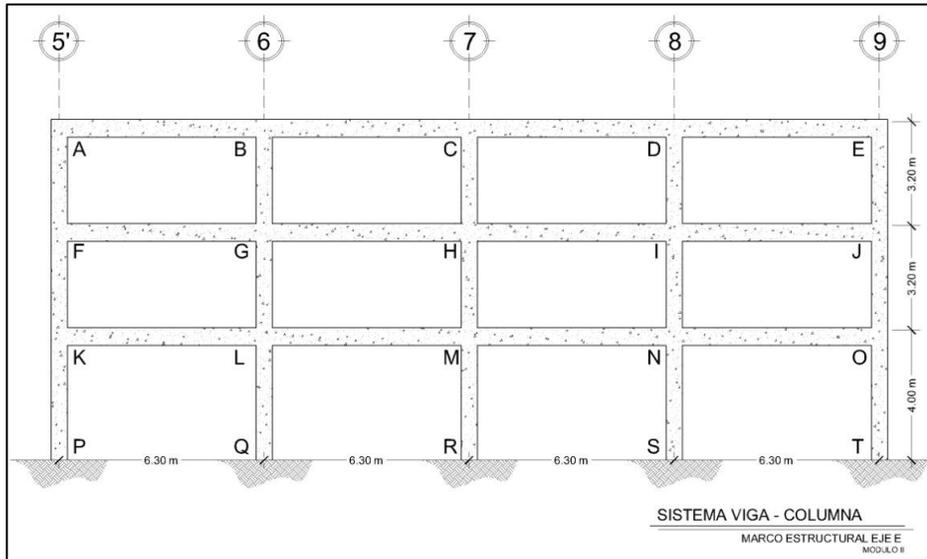
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 37. **Planta de vigas y columnas de segundo nivel, módulo II**



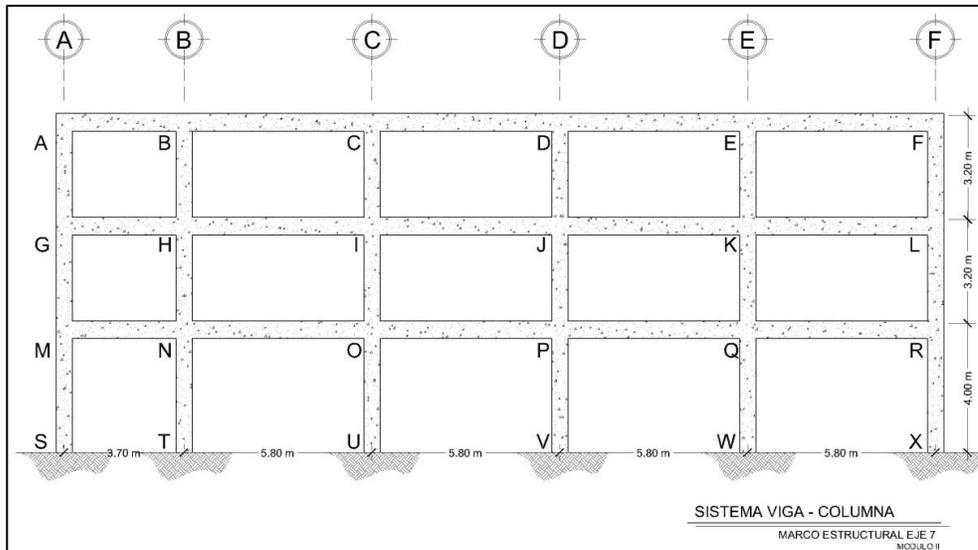
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 38. Sistema viga - columna, eje E módulo II



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 39. Sistema viga - columna, eje 7 módulo II



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Integración de cargas verticales

Integración de cargas verticales de marco estructural eje E:

Como se puede observar en la planta, las vigas tienen la misma longitud y la misma área tributaria, debido a esta condición la carga uniformemente distribuida será la misma para todas.

- Primer nivel

- Espesor de losa (t) = 0,12 m
- Sección de viga (b \* h) = 0,30 m \* 0,60 m
- Peso específico del concreto ( $\gamma_c$ ) = 2 400 Kg/m<sup>3</sup>
- Sobrecarga = 210 Kg/m<sup>2</sup>
- Cargar viva = 700 Kg/m<sup>2</sup>
- Área tributaria = 19,72 m<sup>2</sup>

- Carga muerta

- $CM = W_{LOSA} + W_{VIGA} + W_{SC} + W_{MURO}$
- $W_{LOSA} = (2\ 400\ \text{kg/m}^3) * (0,12\ \text{m}) * (6,84\ \text{m}^2) / 3,70\ \text{m} = 532,41$   
Kg/m
- $W_{VIGA} = (0,60\ \text{m} - 0,12\ \text{m}) * (0,30\ \text{m}) * (2\ 400\ \text{Kg/m}^3) = 345,60$   
Kg/m
- $W_{SC} = (250\ \text{Kg/m}^2) * (6,84\ \text{m}^2) / 3,70\ \text{m} = \underline{462,16}$   
Kg/m
- $CM = 1\ 340,17\ \text{Kg/m}$

- Carga viva

$$CV = (19,72 \text{ m}^2) \cdot (700 \text{ Kg/m}^2) / 3,70 \text{ m} = CV = 1\,294,05 \text{ Kg/m}$$

### 2.4.9.1. Integración del peso de la estructura

- Tercer nivel

- $W_{\text{NIVEL 3}} = W_{\text{LOSA}} + W_{\text{VIGAS}} + W_{\text{COLUMNAS}} + W_{\text{SC}} + W_{\text{MURO}} + 25\% \text{ CV}$
- $W_{\text{LOSA}} = (2\,400 \text{ Kg/m}^3) \cdot (0,12 \text{ m}) \cdot (504,36 \text{ m}^2) = 145\,255,68 \text{ Kg}$
- $W_{\text{VIGAS}} = (0,48 \text{ m}) \cdot (0,30 \text{ m}) \cdot (193,50 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ Kg/m}^3) = 66\,873,60 \text{ Kg}$
- $W_{\text{COLUMNAS}} = (0,50 \text{ m}) \cdot (0,50 \text{ m}) \cdot (1,54 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ Kg/m}^3) \cdot 24 = 22\,176,00 \text{ Kg}$
- $W_{\text{SC}} = (504,36 \text{ m}^2) \cdot (120 \text{ Kg/m}^2) = 60\,523,20 \text{ Kg}$
- $W_{\text{MURO}} = (1,50 \text{ m}) \cdot (79,10 \text{ m}) \cdot (150 \text{ Kg/m}^2) = 17\,797,50 \text{ Kg}$
- $W_{\text{CV}} = (504,36 \text{ m}^2) \cdot (200 \text{ Kg/m}^2) \cdot (0,25) = 25\,218,00 \text{ Kg}$
- $W_{\text{NIVEL 3}} = 337,84 \text{ Ton.}$

- Segundo nivel

- $W_{\text{NIVEL 2}} = W_{\text{LOSA}} + W_{\text{VIGAS}} + W_{\text{COLUMNAS}} + W_{\text{SC}} + W_{\text{MURO}} + 25\% \text{ CV}$
- $W_{\text{LOSA}} = (2\,400 \text{ Kg/m}^3) \cdot (0,12 \text{ m}) \cdot (493,02 \text{ m}^2) = 141\,989,76 \text{ Kg}$
- $W_{\text{VIGAS}} = (0,48 \text{ m}) \cdot (0,30 \text{ m}) \cdot (213,60 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ Kg/m}^3) = 73\,820,16 \text{ Kg}$
- $W_{\text{COLUMNAS}} = (0,50 \text{ m}) \cdot (0,50 \text{ m}) \cdot (3,17 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ Kg/m}^3) \cdot 26 = 49\,452,00 \text{ Kg}$
- $W_{\text{SC}} = (493,02 \text{ m}^2) \cdot (250 \text{ Kg/m}^2) = 123\,255,00 \text{ Kg}$

- $W_{\text{MURO}} = (2,60 \text{ m}) \cdot (79,10 \text{ ml}) \cdot (150 \text{ Kg/m}^2) = 30\,849,00 \text{ Kg}$
  - $W_{\text{CV}} = (493,02 \text{ m}^2) \cdot (500 \text{ Kg/m}^2) \cdot (0,25) = 61\,627,50 \text{ Kg}$
  - $W_{\text{NIVEL 2}} = 480,99 \text{ Ton.}$
- Primer nivel
    - $W_{\text{NIVEL 1}} = W_{\text{LOSA}} + W_{\text{VIGAS}} + W_{\text{COLUMNAS}} + W_{\text{SC}} + W_{\text{MURO}} + 25\%CV$
    - $W_{\text{LOSA}} = (2\,400 \text{ Kg/m}^3) \cdot (0,12 \text{ m}) \cdot (564,21 \text{ m}^2) = 162\,494,48 \text{ Kg}$
    - $W_{\text{VIGAS}} = (0,48 \text{ m}) \cdot (0,30 \text{ m}) \cdot (230 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ Kg/m}^3) = 79\,488,00 \text{ Kg}$
    - $W_{\text{COLUMNAS}} = (0,50 \text{ m}) \cdot (0,50 \text{ m}) \cdot (6,67 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ Kg/m}^3) \cdot 27 = 108\,054,00 \text{ Kg}$
    - $W_{\text{SC}} = (564,21 \text{ m}^2) \cdot (250 \text{ Kg/m}^2) = 141\,052,50 \text{ Kg}$
    - $W_{\text{MURO}} = (3,40 \text{ m}) \cdot (79,10 \text{ ml}) \cdot (150 \text{ Kg/m}^2) = 40\,341,00 \text{ Kg}$
    - $W_{\text{CV}} = (564,21 \text{ m}^2) \cdot (700 \text{ Kg/m}^2) \cdot (0,25) = 98\,736,75 \text{ Kg}$
    - $W_{\text{NIVEL 1}} = 630,17 \text{ Ton.}$

El peso total del edificio es la suma de los pesos de cada nivel:

$$W_{\text{EDIFICIO}} = 1\,449,00 \text{ Ton.}$$

- Cálculo del corte basal

Cortante basal al límite de cedencia:

- $V_B = (0,13) \cdot (1\,449,00 \text{ Ton}) = 188,37 \text{ Ton.}$

- Repartición de fuerzas por nivel ( $F_x$ ):

$$F_t = 0,07 \cdot 0,31 \cdot 192,65 = 4,18 \text{ Ton}$$

Tabla LIV. **Repartición de fuerzas por nivel**

Ft	4,18	Vb	192,65	
Nivel	Wx	Hx	Wx*Hx	Fx
3,00	348,56	11,90	4 147,86	69,58
2,00	491,29	8,70	4 274,22	67,39
1,00	642,05	5,50	3 531,28	55,68
Total	1 481,90		11 953,36	192,65

Fuente: elaboración propia.

Tabla LV. **Cálculo del centro de rigidez**

Nivel	H (m)	F (kg)	H3 (cm3)	F*h3	1,2*f*h	(3-12)*ec*icolumna	A*g	Kc (cm-1)
3	2,60	69 579,84	1,76e+07	1,22e+12	2,17e+07	3,95e+11	2,53e+08	0,31412
2	2,60	67 392,15	1,76e+07	1,18e+12	2,10e+07	1,58e+12	2,53e+08	1,20009
1	3,46	55 678,01	4,14e+07	2,31e+12	2,31e+07	1,58e+12	2,53e+08	0,64437

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVI. **Centro de rigidez por nivel**

Marco	No. Columnas	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
5'	5	0,314	1,571	0,00	0,000
6	6	0,314	1,885	6,30	11,874
7	6	0,314	1,885	12,60	23,747
8	4	0,314	1,256	18,90	23,747
9	3	0,314	0,942	25,20	23,747
		Total =	7,539	Total =	83,115
			Crx	11,025	

Fuente: elaboración propia.

**Tabla LVII. Centro de rigidez de nivel 2, eje X**

Marco	No. Columnas	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
5'	5	1,200	6,000	0,00	0,000
6	6	1,200	7,201	6,30	45,363
7	6	1,200	7,201	12,60	90,727
8	6	1,200	7,201	18,90	136,090
9	3	1,200	3,600	25,20	90,727
		Total =	31,202	Total =	362,907
			Crx	11,631	

Fuente: elaboración propia.

**Tabla LVIII. Centro de rigidez de nivel 1, eje X**

Marco	No. Columnas	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
5'	6	0,644	3,866	0,00	0,000
6	6	0,644	3,866	6,30	24,357
7	6	0,644	3,866	12,60	48,714
8	6	0,644	3,866	18,90	73,071
9	3	0,644	1,933	25,20	48,714
		Total =	17,398	Total =	194,857
			Crx	11,200	

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIX. **Centro de rigidez de nivel 3, eje Y**

Marco	No. Columnas	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
A	3	0,314	0,942	0,00	0,000
B	3	0,314	0,942	3,70	3,487
C	4	0,314	1,256	9,50	11,936
D	4	0,314	1,256	15,30	19,224
E	5	0,314	1,571	21,10	33,139
F	5	0,314	1,571	26,90	42,249
		Total =	7,539	Total =	110,035
			Cry	14,596	

Fuente: elaboración propia.

Tabla LX. **Centro de rigidez de nivel 2, eje Y**

Marco	No. Columnas	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
A	4	1,200	4,800	0,00	0,000
B	4	1,200	4,800	3,70	17,761
C	4	1,200	4,800	9,50	45,603
D	4	1,200	4,800	15,30	73,445
E	5	1,200	6,000	21,10	126,609
F	5	1,200	6,000	26,90	161,412
		Total =	31,202	Total =	424,831
			Cry	13,615	

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXI. Centro de rigidez de nivel 1, eje Y

Marco	No. Columnas	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
A	4	0,644	2,577	0,00	0,000
B	4	0,644	2,577	3,70	9,537
C	4	0,644	2,577	9,50	24,486
D	5	0,644	3,222	15,30	49,294
E	5	0,644	3,222	21,10	67,981
F	5	0,644	3,222	26,90	86,668
		Total =	17,398	Total =	237,965
			Cry	13,68	

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXII. Centro de masa (Cm)

Nivel	W	W*L	Cmx	W	W*L	Cmy
3	200664,00	2418050,88	12,05	199281,60	2983919,04	14,97
2	224625,60	2802658,32	12,48	224625,60	3090587,04	13,76
1	252302,40	2875415,76	11,40	252302,40	3514042,08	13,93

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXIII. Excentricidad

Exc. Directa nivel 3		Excentricidad de diseño nivel 3		
Ex =	1,03	Condición	Ex,y + 0,05*b	Ex,y - 0,05*b
Ey =	0,38	Ex =	2,29	-0,23
		Ey =	1,72	-0,97

Exc. Directa nivel 2		Excentricidad de diseño nivel 2		
Ex =	0,85	Condición	Ex,y + 0,05*b	Ex,y - 0,05*b

Continuación de la tabla LXIII.

E <sub>Y</sub> =	0,14	E <sub>X</sub> =	2,11	-0,41
		E <sub>Y</sub> =	1,49	-1,20
Exc. Directa nivel 1		Excentricidad de diseño nivel 1		
E <sub>X</sub> =	0,20	Condición	Ex,y + 0,05*b	Ex,y - 0,05*b
E <sub>Y</sub> =	0,25	E <sub>X</sub> =	1,46	-1,06
		E <sub>Y</sub> =	1,60	-1,09

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXIV. **Fuerza por marco de nivel 3, sentido X**

F =	69,58	E <sub>X</sub> =	2,29						
MARCO	Km	Di	Km*Di	Km*Di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	F''	Fm	Fm <sub>DIS.</sub>
A	0,942	-14,6	-13,76	200,87	-47,25	8,70	-3,37	5,33	8,70
B	0,942	-10,9	-10,27	111,96	-63,29	8,70	-2,51	6,19	8,70
C	1,256	-5,1	-6,41	32,68	-101,45	11,60	-1,57	10,03	11,60
D	1,256	0,7	0,88	0,62	739,15	11,60	0,22	11,81	11,81
E	1,571	6,5	10,21	66,36	63,68	14,50	2,50	16,99	16,99
F	1,571	12,3	19,32	237,61	33,65	14,50	4,73	19,22	19,22
	7,539			650,10		69,58		69,57	77,02

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXV. **Fuerza por marco de nivel 2, sentido X**

F =	67,39	E <sub>X</sub> =	2,11						
MARCO	Km	Di	Km*Di	Km*Di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	F''	Fm	Fm <sub>DIS.</sub>
A	4,800	-13,62	-65,38	890,49	-43,66	10,37	-3,25	7,12	10,37
B	4,800	-9,92	-47,62	472,39	-59,94	10,37	-2,37	8,00	10,37
C	4,800	-4,12	-19,78	81,48	-144,33	10,37	-0,98	9,38	10,37
D	4,800	1,69	8,11	13,71	351,86	10,37	0,40	10,77	10,77
E	6,000	7,49	44,94	336,63	63,51	12,96	2,23	15,19	15,19
F	6,000	13,29	79,75	1059,82	35,80	12,96	3,97	16,93	16,93
	31,202			2854,51		67,39		67,39	74,00

Fuente: elaboración propia.

**Tabla LXVI. Fuerza por marco de nivel 1, sentido X**

F =	55,68	E <sub>x</sub> =	1,46						
MARCO	Km	Di	Km*Di	Km*Di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	F''	Fm	Fm <sub>DIS.</sub>
A	2,577	-13,68	-35,26	482,35	-43,48	8,25	-1,87	6,38	8,25
B	2,577	-9,98	-25,72	256,72	-59,60	8,25	-1,36	6,89	8,25
C	2,577	-4,18	-10,77	45,03	-142,29	8,25	-0,57	7,68	8,25
D	3,222	1,62	5,22	8,46	293,72	10,31	0,28	10,59	10,59
E	3,222	7,42	23,91	177,38	64,13	10,31	1,26	11,58	11,58
F	3,222	13,22	42,59	563,08	35,99	10,31	2,25	12,56	12,56
	17,398			1533,02		55,68		55,68	59,47

Fuente: elaboración propia.

**Tabla LXVII. Fuerza por marco de nivel 3, sentido Y**

F =	69,58	E <sub>y</sub> =	1,72						
MARCO	Km	Di	Km*Di	Km*Di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	F''	Fm	Fm <sub>DIS.</sub>
5'	1,571	-11,03	-17,32	191,08	-29,18	14,50	-4,11	10,39	14,50
6	1,885	-4,73	-8,91	42,17	-56,70	17,39	-2,11	15,28	17,39
7	1,885	1,58	2,98	4,70	169,74	17,39	0,71	18,10	18,10
8	1,256	7,88	9,90	78,02	51,05	11,60	2,35	13,94	13,94
9	0,942	14,18	13,36	189,48	37,83	8,70	3,17	11,87	11,87
	7,539			505,45		69,58		69,58	75,80

Fuente: elaboración propia.

**Tabla LXVIII. Fuerza por marco de nivel 2, sentido Y**

F =	67,39	E <sub>y</sub> =	1,49						
MARCO	Km	Di	Km*Di	Km*Di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	F''	Fm	Fm <sub>DIS.</sub>
5'	6,000	-11,63	-69,79	811,60	-29,61	12,96	-3,39	9,57	12,96
6	7,201	-5,33	-38,38	204,56	-53,84	15,55	-1,86	13,69	15,55
7	7,201	0,97	6,98	6,77	295,87	15,55	0,34	15,89	15,89
8	7,201	7,27	52,35	380,57	39,48	15,55	2,54	18,09	18,09
9	3,600	13,57	48,86	662,97	42,30	7,78	2,37	10,15	10,15
	31,202			2066,48		67,39		67,39	72,64

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXIX. **Fuerza por marco de nivel 1, sentido Y**

F =	55,68	E <sub>y</sub> =	1,60						
MARCO	Km	Di	Km*Di	Km*Di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	F''	Fm	Fm <sub>DIS.</sub>
5'	3,866	-11,2	-43,30	484,98	-27,56	12,37	-3,22	9,15	12,37
6	3,866	-4,9	-18,94	92,83	-63,00	12,37	-1,41	10,96	12,37
7	3,866	1,4	5,41	7,58	220,50	12,37	0,40	12,78	12,78
8	3,866	7,7	29,77	229,23	40,09	12,37	2,22	14,59	14,59
9	1,933	14	27,06	378,89	44,10	6,19	2,01	8,20	8,20
	17,398			1193,50		55,68		55,68	60,31

Fuente: elaboración propia.

Las tablas muestran las fuerzas laterales para cada marco del módulo II, se puede observar en la sumatoria de fuerzas el incremento de la fuerza de piso debido a la torsión.

Tabla LXX. **Desplazamiento máximo de marco, eje E sentido X**

NIVEL	d (cm)	t (cm)	H (cm)	Ec (Kg/cm <sup>2</sup> )	F (Kg)	N	ΔS (cm)	Δm (cm)	0,025H (cm)
3,00	42,78	35,56	320,00	252 671,33	16 992,76	5,00	1,00	5,97	8,00
2,00	42,78	35,56	320,00	252 671,33	15 194,90	5,00	0,90	5,34	8,00
1,00	42,78	35,56	400,00	252 671,33	11 575,52	5,00	1,23	7,34	10,00

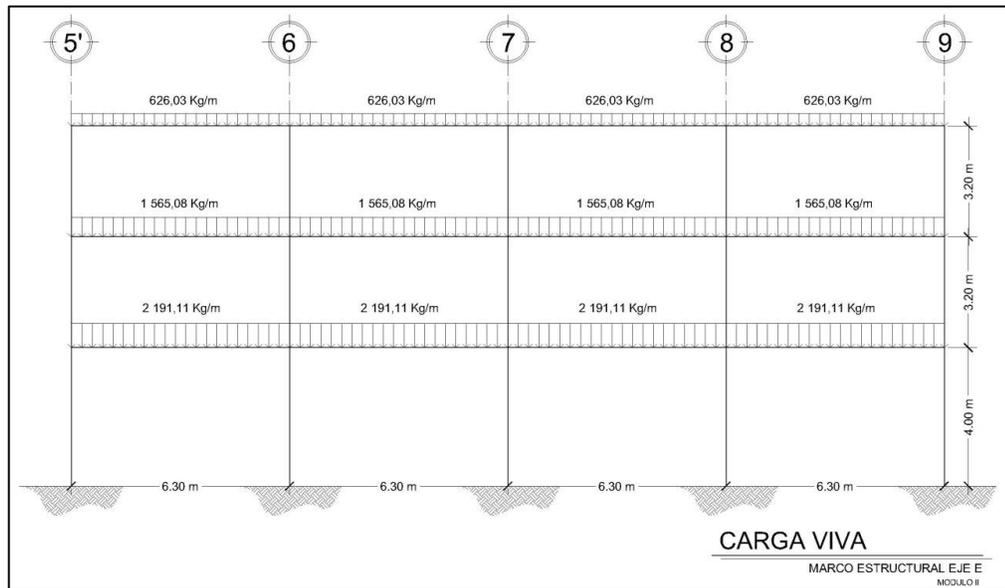
Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXI. **Desplazamiento máximo de marco, eje 7 sentido Y**

NIVEL	d (cm)	t (cm)	H (cm)	Ec (Kg/cm <sup>2</sup> )	F (Kg)	N	ΔS (cm)	Δm (cm)	0,025H (cm)
3,00	42,78	35,56	320,00	252 671,33	18 101,07	6,00	1,11	6,63	8,00
2,00	42,78	35,56	320,00	252 671,33	15 891,08	6,00	0,98	5,82	8,00
1,00	42,78	35,56	400,00	252 671,33	12 775,67	6,00	1,40	8,34	10,00

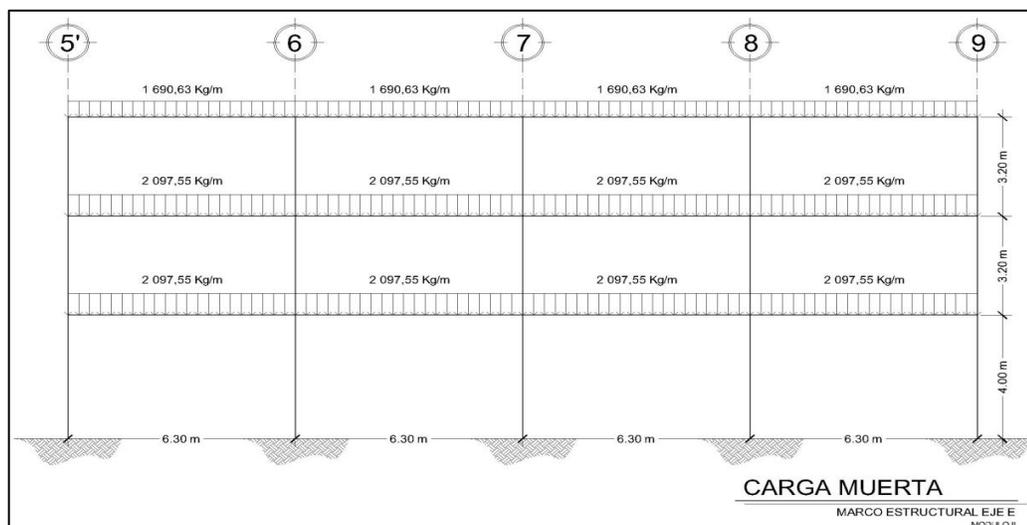
Fuente: elaboración propia.

Figura 40. **Modelo matemático de marco, eje E carga viva**



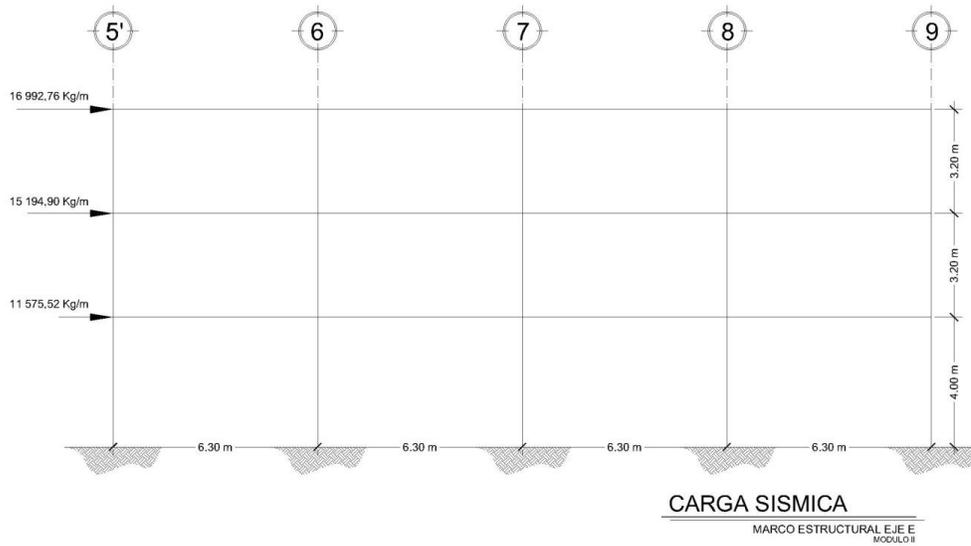
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 41. **Modelo matemático de marco, eje E carga muerta**



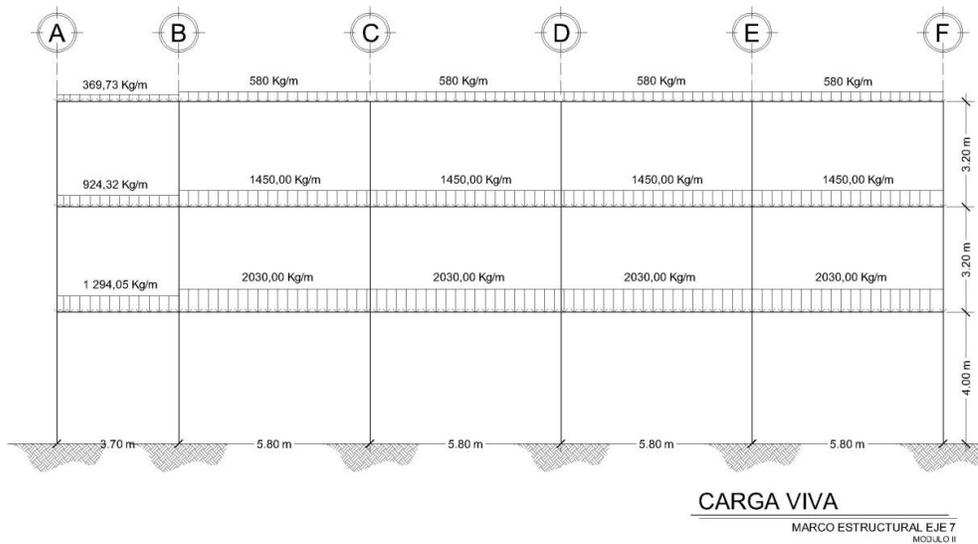
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 42. **Modelo matemático de marco, eje E carga sísmica**



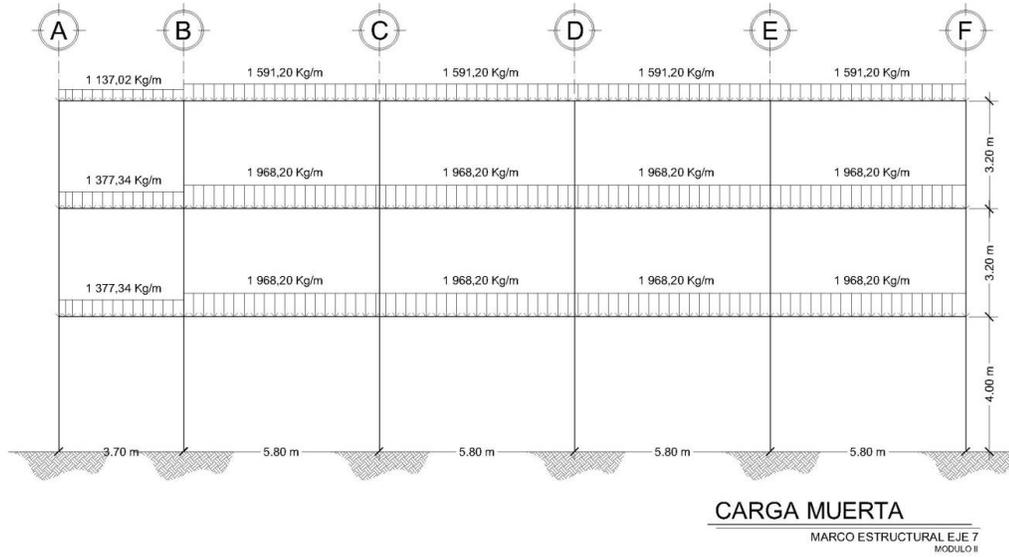
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 43. **Modelo matemático de marco, eje 7 carga viva**



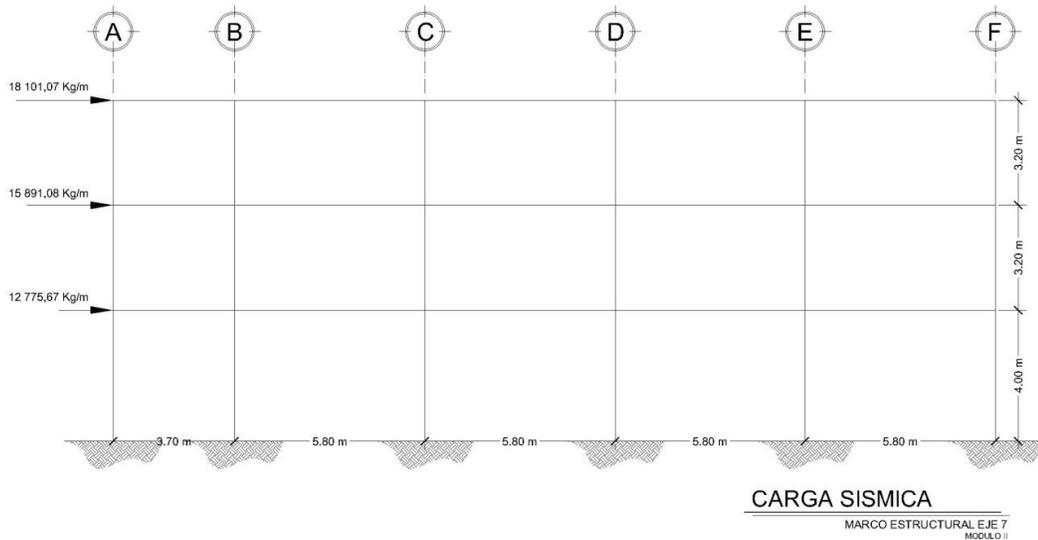
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 44. **Modelo matemático de marco, eje 7 carga muerta**



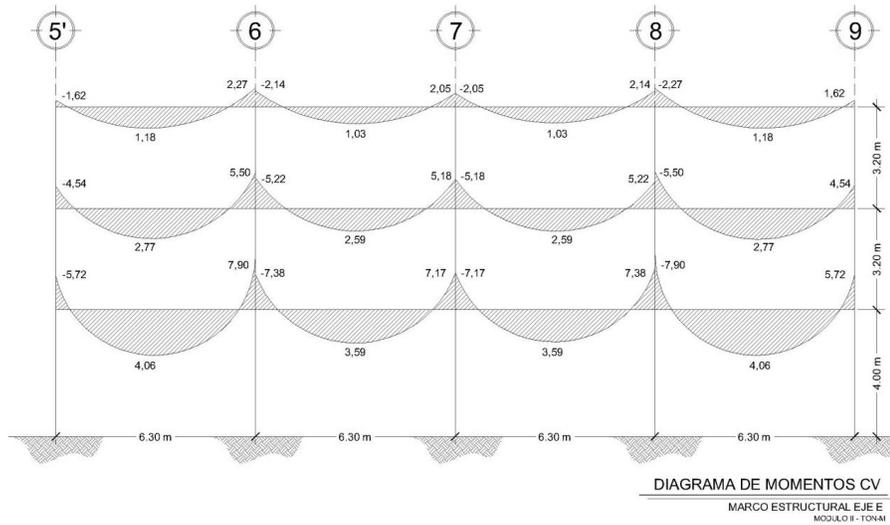
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Tabla LXXII. **Modelo matemático de marco, eje 7 carga sísmica**



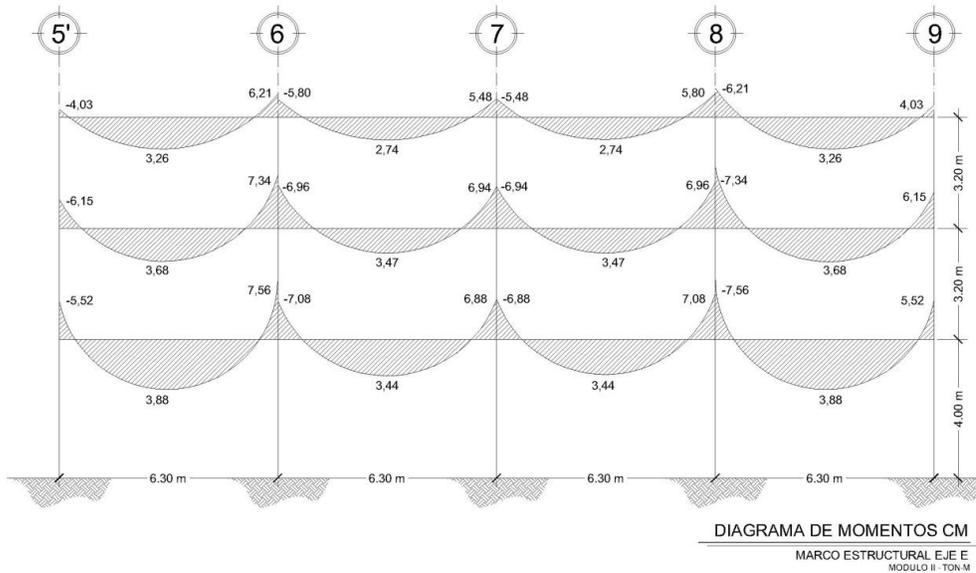
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 45. Diagrama de momentos de carga viva eje E



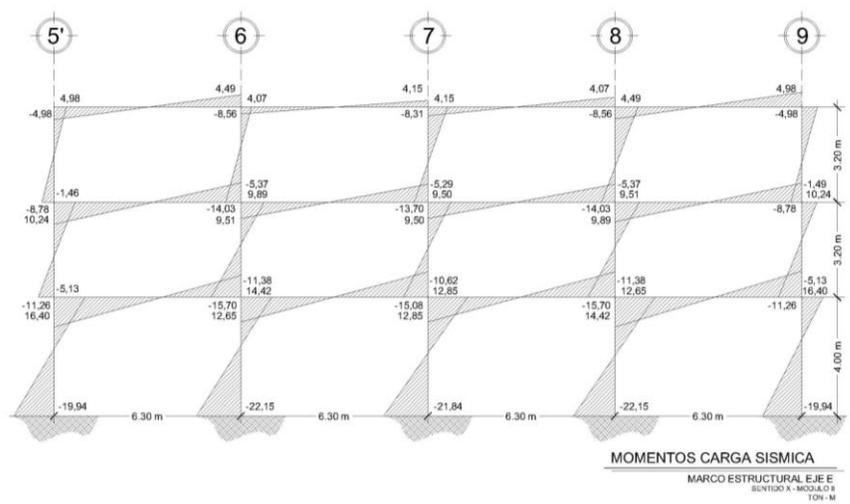
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 46. Diagrama de momentos de carga muerta eje E



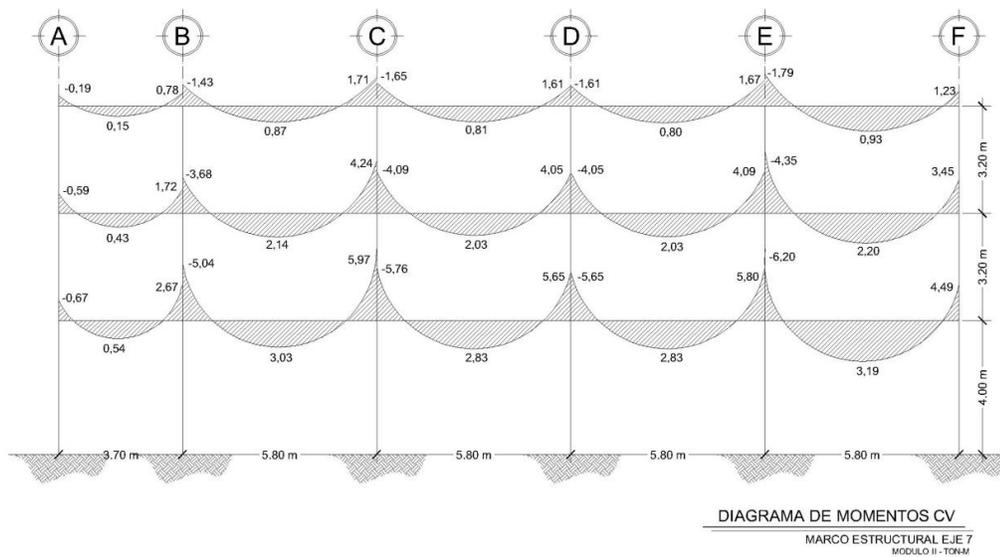
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 47. Diagrama de momentos de carga sísmica eje E



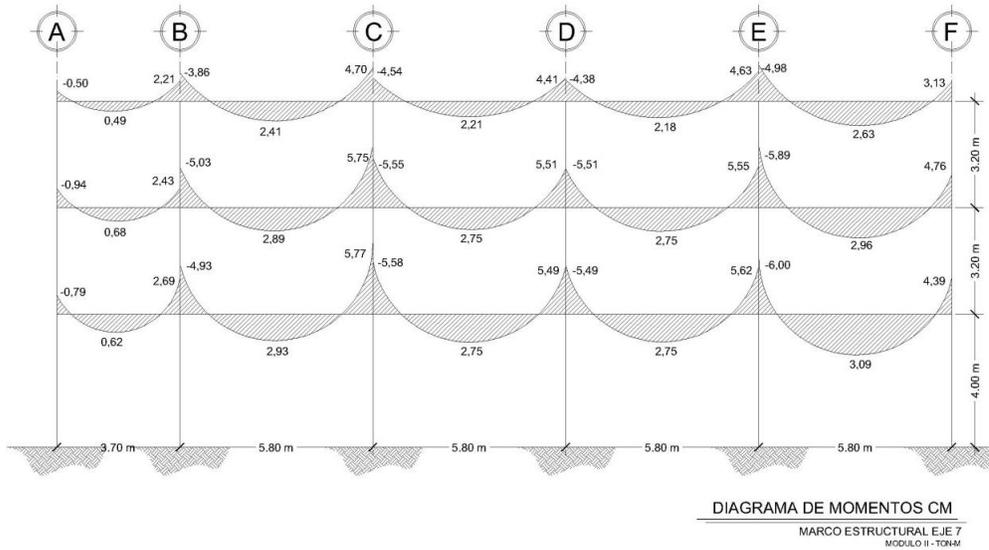
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 48. Diagrama de momentos de carga viva eje 7



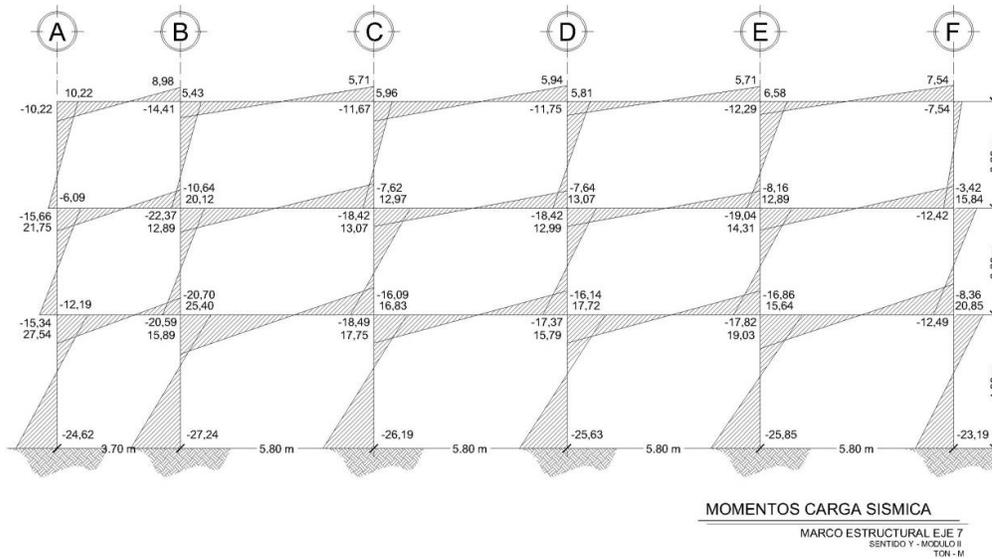
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 49. Diagrama de momentos de carga muerta eje 7



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 50. Diagrama de momentos de carga sísmica eje 7



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Tabla LXXIII. Momentos en vigas, eje E

	CV	CM	CV	CM	S		CV	CM	CV	CM	S
ELEMENTO	M(+)	M(+)	M (-)	M (-)	M (+)	ELEMENTO	M(+)	M(+)	M (-)	M (-)	M (+)
A - B	1,18	3,26	-1,62	-4,03	4,98	B - A	1,18	3,26	-2,27	-6,21	-4,49
B - C	1,03	2,74	-2,14	-5,80	4,07	C - B	1,03	2,74	-2,05	-5,48	-4,15
C - D	1,03	2,74	-2,05	-5,48	4,15	D - C	1,03	2,74	-2,14	-5,80	-4,07
D - E	1,18	3,26	-2,27	-6,21	4,49	E - D	1,18	3,26	-1,62	-4,03	-4,98
F - G	2,77	3,68	-4,54	-6,15	10,24	G - F	2,77	3,68	-5,50	-7,34	-9,89
G - H	2,59	3,47	-5,22	-6,96	9,51	H - G	2,59	3,47	-5,18	-6,94	-9,50
H - I	2,59	3,47	-5,18	-6,94	9,50	I - H	2,59	3,47	-5,22	-6,96	-9,51
I - J	2,77	3,68	-5,50	-7,34	9,89	J - I	2,77	3,68	-4,54	-6,15	-10,24
K - L	4,06	3,88	-5,72	-5,52	16,40	L - K	4,06	3,88	-7,90	-7,56	-14,42
L - M	3,59	3,44	-7,38	-7,08	12,65	M - L	3,59	3,44	-7,17	-6,88	-12,85
M - N	3,59	3,44	-7,17	-6,88	12,85	N - M	3,59	3,44	-7,38	-7,08	-12,65
N - O	4,06	3,88	-7,90	-7,56	14,42	O - N	4,06	3,88	-5,72	-5,52	-16,40

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXIV. Momentos en vigas, eje 7

	CV	CM	CV	CM	S		CV	CM	CV	CM	S
ELEMENTO	M(+)	M(+)	M (-)	M (-)	M (+)	ELEMENTO	M(+)	M(+)	M (-)	M (-)	M (+)
A - B	0,15	0,49	-0,18	-0,50	10,22	B - A	0,15	0,49	-0,78	-2,41	-8,98
B - C	0,87	2,41	-1,43	-3,86	5,43	C - B	0,87	2,41	-1,71	-4,70	-5,71
C - D	0,81	2,21	-1,65	-4,54	5,96	D - C	0,81	2,21	-1,61	-4,41	-5,94
D - E	0,80	2,18	-1,61	-4,38	5,81	E - D	0,80	2,18	-1,67	-4,63	-5,71
E - F	0,93	2,63	-1,79	-4,98	6,58	F - E	0,93	2,63	-1,23	-3,13	-7,54
G - H	0,43	0,68	-0,59	-0,94	21,75	H - G	0,43	0,68	-1,72	-2,43	-20,12
H - I	2,14	2,89	-3,68	-5,03	12,89	I - H	2,14	2,89	-4,24	-5,75	-12,97
I - J	2,03	2,75	-4,09	-5,55	13,07	J - I	2,03	2,75	-4,05	-5,51	-13,07
J - K	2,03	2,76	-4,05	-5,51	12,99	K - J	2,03	2,76	-4,09	-5,55	-12,89
K - L	2,20	2,96	-4,35	-5,89	14,31	L - K	2,20	2,96	-3,45	-4,76	-15,84
M - N	0,54	0,62	-0,67	-0,79	27,54	N - M	0,54	0,62	-2,67	-2,69	-25,40
N - O	3,03	2,73	-5,04	-4,93	15,89	O - N	3,03	2,73	-5,97	-5,77	-16,83
O - P	2,83	2,75	-5,76	-5,58	17,75	P - O	2,83	2,75	-5,65	-5,49	-17,72
P - Q	2,82	2,73	-5,64	-5,48	15,79	Q - P	2,82	2,73	-5,80	-5,62	-15,64
Q - R	3,19	3,09	-6,20	-6,00	19,03	R - Q	3,19	3,09	-4,49	-4,39	-20,85

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXV. **Combinación de momentos, eje E**

Combinación i				Combinación ii				Combinación iii						
Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo		
A - b	-8,40	6,57	-12,55	B - a	A - b	-1,32	4,93	-13,90	B - a	A - b	-11,28	4,93	-4,92	B - a
B - c	-11,76	5,59	-11,16	C - b	B - c	-4,75	4,19	-12,52	C - b	B - c	-12,89	4,19	-4,22	C - b
C - d	-11,16	5,59	-11,76	D - c	C - d	-4,22	4,19	-12,89	D - c	C - d	-12,52	4,19	-4,75	D - c
D - e	-12,55	6,57	-8,40	E - d	D - e	-4,92	4,93	-11,28	E - d	D - e	-13,90	4,93	-1,32	E - d
F - g	-16,33	9,86	-19,63	G - f	F - g	-2,01	7,40	-24,61	G - f	F - g	-22,49	7,40	-4,83	G - f
G - h	-18,62	9,26	-18,52	H - g	G - h	-4,46	6,95	-23,39	H - g	G - h	-23,48	6,95	-4,39	H - g
H - i	-18,52	9,26	-18,62	I - h	H - i	-4,39	6,95	-23,48	I - h	H - i	-23,39	6,95	-4,46	I - h
I - j	-19,63	9,86	-16,33	J - i	I - j	-4,83	7,40	-22,49	J - i	I - j	-24,61	7,40	-2,01	J - i
K - l	-17,45	12,33	-24,01	L - k	K - l	3,31	9,25	-32,43	L - k	K - l	-29,49	9,25	-3,59	L - k
L - m	-22,46	10,92	-21,82	M - l	L - m	-4,20	8,19	-29,22	M - l	L - m	-29,50	8,19	-3,52	M - l
M - n	-21,82	10,92	-22,46	N - m	M - n	-3,52	8,19	-29,50	N - m	M - n	-29,22	8,19	-4,20	N - m
N - o	-24,01	12,33	-17,45	O - n	N - o	-3,59	9,25	-29,49	O - n	N - o	-32,43	9,25	3,31	O - n

Combinación iv				Combinación v					
Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo	Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo
A - b	1,35	2,93	-10,08	B - a	A - b	-8,61	2,93	-1,1	B - a
B - c	-1,15	2,47	-9,08	C - b	B - c	-9,29	2,47	-0,78	C - b
C - d	-0,78	2,47	-9,29	D - c	C - d	-9,08	2,47	-1,15	D - c
D - e	-1,10	2,93	-8,61	E - d	D - e	-10,08	2,93	1,35	E - d
F - g	4,71	3,31	-16,50	G - f	F - g	-15,78	3,31	3,28	G - f
G - h	3,25	3,12	-15,75	H - g	G - h	-15,77	3,12	3,25	H - g
H - i	3,25	3,12	-15,77	I - h	H - i	-15,75	3,12	3,25	I - h
I - j	3,28	3,31	-15,78	J - i	I - j	-16,5	3,31	4,71	J - i
K - l	11,43	3,49	-21,22	L - k	K - l	-21,37	3,49	7,62	L - k
L - m	6,28	3,10	-19,04	M - l	L - m	-19,02	3,10	6,66	M - l
M - n	6,66	3,10	-19,02	N - m	M - n	-19,04	3,10	6,28	N - m
N - o	7,62	3,49	-21,37	O - n	N - o	-21,22	3,49	11,43	O - n

Fuente: elaboración propia.

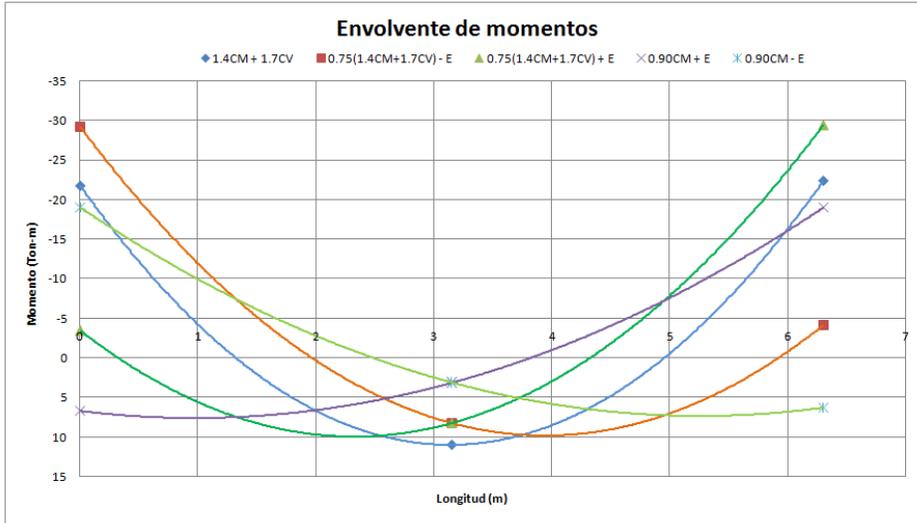
Tabla LXXVI. **Combinación de momentos, eje 7**

Combinación i				Combinación ii					Combinación iii					
Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo	Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo	Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo
A - b	-1,01	1,04	-4,70	B - a	A - b	9,46	0,78	-12,51	B - a	A - b	-10,98	0,78	5,46	B - a
B - c	-7,84	5,32	-9,49	C - b	B - c	-0,45	3,99	-12,83	C - b	B - c	-11,31	3,99	-1,41	C - b
C - d	-9,16	4,89	-8,91	D - c	C - d	-0,91	3,67	-12,62	D - c	C - d	-12,83	3,67	-0,74	D - c
D - e	-8,87	4,83	-9,32	E - d	D - e	-0,84	3,62	-12,7	E - d	D - e	-12,46	3,62	-1,28	E - d
E - f	-10,02	5,77	-6,47	F - e	E - f	-0,94	4,33	-12,39	F - e	E - f	-14,10	4,33	2,69	F - e
G - h	-2,32	1,76	-6,33	H - g	G - h	20,01	1,32	-24,87	H - g	G - h	-23,49	1,32	15,37	H - g
H - i	-13,3	7,91	-15,26	I - h	H - i	2,92	5,93	-24,42	I - h	H - i	-22,87	5,93	1,53	I - h
I - j	-14,72	7,52	-14,60	J - i	I - j	2,03	5,64	-24,02	J - i	I - j	-24,11	5,64	2,12	J - i
J - k	-14,6	7,53	-14,72	K - j	J - k	2,04	5,65	-23,93	K - j	J - k	-23,94	5,65	1,85	K - j
K - l	-15,64	8,11	-12,53	L - k	K - l	2,58	6,08	-25,24	L - k	K - l	-26,04	6,08	6,44	L - k
M - n	-2,25	1,81	-8,31	N - m	M - n	25,85	1,36	-31,63	N - m	M - n	-29,23	1,36	19,17	N - m
N - o	-15,47	8,88	-18,23	O - n	N - o	4,29	6,66	-30,5	O - n	N - o	-27,49	6,66	3,16	O - n
O - p	-17,6	8,64	-17,29	P - o	O - p	4,55	6,48	-30,69	P - o	O - p	-30,95	6,48	4,75	P - o
P - q	-17,26	8,59	-17,73	Q - p	P - q	2,85	6,44	-28,94	Q - p	P - q	-28,74	6,44	2,34	Q - p
Q - r	-18,94	9,72	-13,78	R - q	Q - r	4,83	7,29	-31,19	R - q	Q - r	-33,24	7,29	10,52	R - q

Combinación iv				Combinación v					
Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo	Nudo	M (-)	M (+)	M (-)	Nudo
A - b	9,77	0,44	-11,15	B - a	A - b	-10,67	0,44	6,81	B - a
B - c	1,96	2,17	-9,94	C - b	B - c	-8,90	2,17	1,48	C - b
C - d	1,87	1,99	-9,91	D - c	C - d	-10,05	1,99	1,97	D - c
D - e	1,87	1,96	-9,88	E - d	D - e	-9,75	1,96	1,54	E - d
E - f	2,10	2,37	-10,36	F - e	E - f	-11,06	2,37	4,72	F - e
G - h	20,90	0,61	-22,31	H - g	G - h	-22,60	0,61	17,93	H - g
H - i	8,36	2,60	-18,15	I - h	H - i	-17,42	2,60	7,80	I - h
I - j	8,08	2,48	-18,03	J - i	I - j	-18,07	2,48	8,11	J - i
J - k	8,03	2,48	-17,89	K - j	J - k	-17,95	2,48	7,90	K - j
K - l	9,01	2,66	-20,12	L - k	K - l	-19,61	2,66	11,56	L - k
M - n	26,83	0,56	-27,82	N - m	M - n	-28,25	0,56	22,98	N - m
N - o	11,45	2,46	-22,02	O - n	N - o	-20,33	2,46	11,64	O - n
O - p	12,73	2,48	-22,66	P - o	O - p	-22,77	2,48	12,78	P - o
P - q	10,86	2,46	-20,70	Q - p	P - q	-20,72	2,46	10,58	Q - p
Q - r	13,63	2,78	-24,80	R - q	Q - r	-24,43	2,78	16,90	R - q

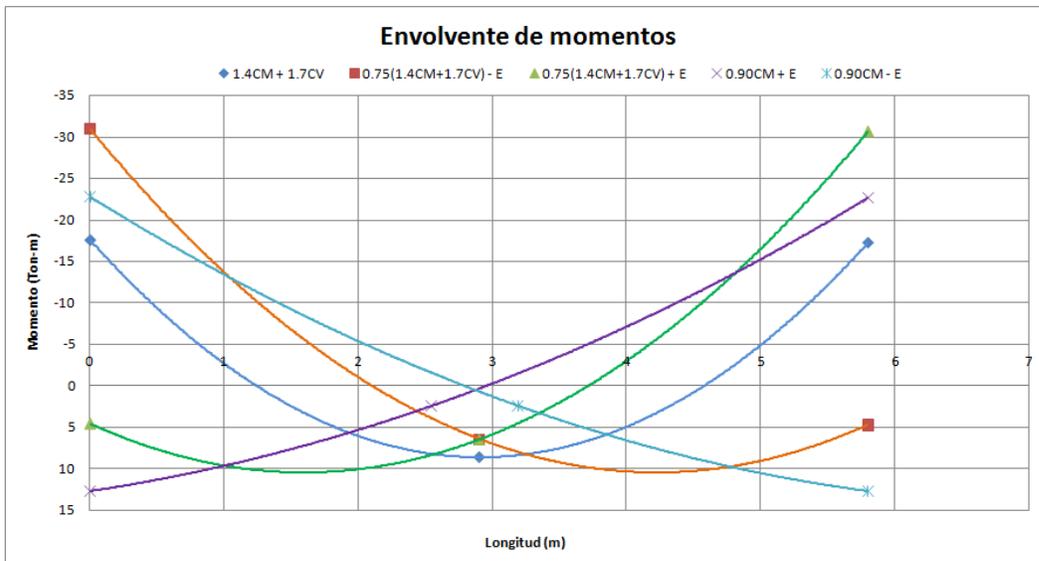
Fuente: elaboración propia.

Figura 51. **Envolvente de momentos, eje E viga M - N**



Fuente: elaboración propia.

Figura 52. **Envolvente de momentos, eje 7 viga O - P**



Fuente: elaboración propia.

- Diseño de vigas

Debido a la simetría del diseño se realiza el diseño de la viga más crítica por cada nivel.

Tabla LXXVII. Armado de vigas, eje E

Armado de vigas eje E						
VIGA TIPO	V-3 NIVEL 3	$A_{s_{armado}}$ $cm^2$	V-2 NIVEL 2	$A_{s_{armado}}$ $cm^2$	V-1 NIVEL 1	$A_{s_{armado}}$ $cm^2$
Armado superior	2 No. 6 corridas + 1 baston No.4	6,97	2 No. 7 corridos + 2 bastones No. 6	13,46	2 No. 7 corridos + 3 bastones No. 6	16,31
		$A_{s_{requerido}}$ $cm^2$ 7,09		$A_{s_{requerido}}$ $cm^2$ 12,99		$A_{s_{requerido}}$ $cm^2$ 15,84
Armado inferior	2 No. 6 corridas	5,70	2 No. 7 corridos	7,76	2 No. 7 corridos	7,76
		$A_{s_{requerido}}$ $cm^2$ 5,39		$A_{s_{requerido}}$ $cm^2$ 5,39		$A_{s_{requerido}}$ $cm^2$ 6,26

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXVIII. Armado de vigas, eje 7

Armado de vigas eje 7						
VIGA TIPO	V-3 NIVEL 3	$A_{s_{armado}}$ $cm^2$	V-2 NIVEL 2	$A_{s_{armado}}$ $cm^2$	V-1 NIVEL 1	$A_{s_{armado}}$ $cm^2$
Armado superior	2 No. 6 corridas + 1 baston No.4	6,97	2 No. 7 corridos + 3 bastones No. 5	13,70	2 No. 8 corridos + 3 bastones No. 6	18,69
		$A_{s_{requerido}}$ $cm^2$ 6,52		$A_{s_{requerido}}$ $cm^2$ 13,81		$A_{s_{requerido}}$ $cm^2$ 18,09
Armado inferior	2 No. 6 corridas	5,70	2 No. 7 corridos	7,76	2 No. 8 corridos	10,14
		$A_{s_{requerido}}$ $cm^2$ 5,39		$A_{s_{requerido}}$ $cm^2$ 6,91		$A_{s_{requerido}}$ $cm^2$ 9,05

Fuente: elaboración propia.

- Diseño de refuerzo transversal

El espesor del bloque de esfuerzos para el acero a flexión negativa es:

$$a = \frac{1,25 * 4 * 200 * 18,69}{0,85 * 280 * 30} = 13,74 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 1,25 * 4 * 200 * 18,69 * \left( 53,94 - \frac{13,74}{2} \right) = 46 186,26 \text{ Kg} - m$$

$$a_2 = \frac{1,25 * 4 * 200 * 10,14}{0,85 * 280 * 30} = 7,46 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 1,25 * 4 * 200 * 10,14 * \left( 48,94 - \frac{7,46}{2} \right) = 26 729,29 \text{ Kg} - m$$

$$W = \frac{3}{4}(1,4 * 1\,968,20 + 1,7 * 2\,030,00) = 4\,654,86 \frac{Kg}{m}$$

$$Ve = \frac{46\,186,26 + 26\,729,29}{5,80} \pm \frac{4\,654,86 * 5,80}{2}$$

$$Ve_1 = 14\,899,08 \text{ Kg}$$

$$Ve_2 = 10\,244,22 \text{ kg}$$

- Corte inducido por sismo

$$V_{sis} = \frac{17\,750 + 17\,720}{5,80} = 6\,115,52 \text{ kg}$$

Realizando la revisión el corte inducido por sismo:

- $(6\,115,52 * 100) / (14\,899,08) = 41,05 \%$
- $(3\,033,33 * 100) / (10\,244,22) = 59,70 \%$

Como se puede observar, el corte por sismo en un extremo representa más del 50 %, por tal razón no se toma en cuenta el corte del concreto.

- Cálculo de la separación de estribos con varillas No. 3 con área igual a  $0,71 \text{ cm}^2$  y resistencia de  $2\,810 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$S = \frac{2 * 0,71 * 2810 * 53,94}{14\,899,08} = 14,45 \text{ cm}$$

Por lo tanto, deben colocarse estribos de confinamiento No. 3 @ 0,10 m, el primer estribo a 5 cm de la cara del apoyo. En el resto de la viga se colocarán estribos No. 3 @ 0,20 m, con longitud de confinamiento igual a  $2h$ , esto es igual a 1,20 m.

Tabla LXXIX. **Confinamiento en vigas**

Confinamiento en vigas				
Nivel	Extremos	Centro	Grado	L. confinamiento
1	No, 3 @ 0,10 m	No, 3 @ 0,20 m	40	1,20 m
2	No, 3 @ 0,10 m	No, 3 @ 0,20 m	40	1,20 m
3	No, 3 @ 0,15 m	No, 3 @ 0,20 m	40	1,20 m

Fuente: elaboración propia.

- Diseño de columna:

Momentos últimos (combinación de cargas):

- $M_x = 21,84 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
- $M_y = 26,04 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Momentos magnificados (momentos de diseño  $M_D$ ):

- $M_{Dx} = 1,17 \cdot (21,84) = 25,55 \text{ Ton} \cdot \text{m}$
- $M_{Dy} = 1,16 \cdot (26,04) = 30,21 \text{ Ton} \cdot \text{m}$
- $P_u = 183,71 \text{ Ton}$
- Sección = 50 cm x 50 cm
- Refuerzo longitudinal = 4No. 8 + 4No. 7  $f_y = 4 \text{ 200 Kg/cm}^2$

$$A_{st} = (4 * 5,07 \text{ cm}^2) + (4 * 3,88 \text{ cm}^2) = 35,80 \text{ cm}^2$$

$$A_g = (50 \text{ cm} * 50 \text{ cm}) = 2\,500 \text{ cm}^2$$

Cuantía real:

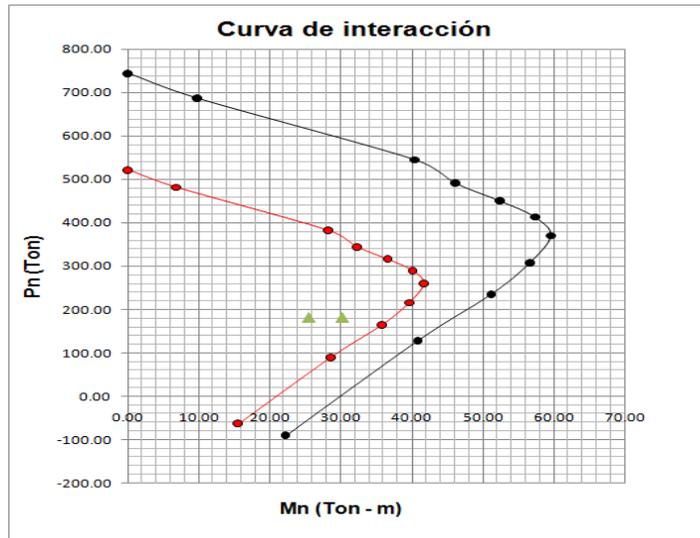
$$\rho_{real} = \frac{35,80}{2\,500} * 100 = 1,43\%$$

Tabla LXXX. Diagrama de interacciones

C	a	$\epsilon_1$	$\epsilon_2$	$\epsilon_3$	$f_{s1}$	$f_{s2}$	$f_{s3}$	Cc	P1	P2	P3	Pn	Mn	$\Phi P_n$	$\Phi M_n$
$\alpha$	50,00	0,00200	0,00200	0,00200	4200	4200	4200	595,00	58,84	32,51	58,84	745,19	0,00	521,6	0,00
50,00	50,00	0,00200	0,00150	0,00032	4200	3150	664	595,00	58,84	24,38	9,30	687,53	9,77	481,3	6,84
45,00	38,25	0,00200	0,00133	0,00035	4200	2800	737,8	455,18	58,84	21,67	10,34	546,03	40,39	382,2	28,27
40,00	34,00	0,00200	0,00113	0,00035	4200	2362,5	745	404,60	58,84	18,29	10,44	492,16	46,04	344,5	32,23
35,00	29,75	0,00200	0,00086	0,00083	4200	1800	1751	354,03	58,84	13,93	24,54	451,34	52,30	315,9	36,61
30,00	25,50	0,00200	0,00050	0,00147	4200	1050	3093	303,45	58,84	8,13	43,34	413,76	57,33	289,6	40,13
25,00	21,25	0,00200	0,00000	0,00200	4200	0	4200	252,88	58,84	0,00	58,84	370,56	59,57	259,4	41,70
20,00	17,00	0,00200	-0,00075	0,00200	4200	-1575,00	4200	202,30	58,84	-12,19	58,84	307,79	56,60	215,5	39,62
15,00	12,75	0,00195	-0,0020	0,00200	4087	-4200	4200	151,73	57,25	-32,51	58,84	235,31	51,16	164,7	35,82
10,00	8,50	0,00142	-0,0045	0,00200	2980	-9450	4200	101,15	41,75	-73,14	58,84	128,60	40,84	90,02	28,58
5,00	4,25	-0,00016	-0,0120	0,00200	-340	-25200	4200	50,58	-4,77	-195,05	58,84	-90,40	22,24	-63,3	15,57

Fuente: elaboración propia.

Figura 53. **Curva de interacción, momentos y cargas en columnas**



Fuente: elaboración propia.

- Diseño del refuerzo transversal

Corte en columna, dirección X, Y:

$$V_U = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{L}$$

$$V_{UX} = \left[ \frac{21,84 + 15,08}{3,46} \right] * 1,17 = 12,48 \text{ ton}$$

$$V_{UY} = \left[ \frac{26,04 + 18,20}{3,46} \right] * 1,16 = 14,83 \text{ ton}$$

Corte que resiste el concreto:

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 50 * \frac{42,78}{1\ 000} = 16,12 \text{ ton}$$

El código ACI 318S-08 en su sección 21.3.5.2 establece que en ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento por unidad de longitud desde la cara del nudo. El espaciamiento no debe exceder el menor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo de confinamiento
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna
- 30 cm

La longitud de confinamiento no debe ser menor que la mayor entre:

- Una sexta parte de la luz libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- 45 cm

Revisión de la separación máxima de estribos confinados

- $8 * (2,22 \text{ cm}) = 17,76 \text{ cm}$
- $24 * (1,27 \text{ cm}) = 30,48 \text{ cm}$
- $50 \text{ cm} / 2 = 25 \text{ cm}$
- 30 cm

Revisión de la longitud de confinamiento:

- $(3,46 / 6) = 0,58$  m
- 0,50 m
- 0,45 m

La longitud de confinamiento será igual a 0,58 m.

El código ACI 318S - 08 en su sección 21.6.4.3 establece que la separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor
- Según lo definido en la ecuación

$$S_o = 10 + \left[ \frac{35 - H_x}{3} \right]$$

$H_x$  = la separación máxima entre ramas del estribo cerrado de confinamiento, esta no debe ser mayor a 35 cm.

$$H_x = 50 \text{ cm} - 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm} > 35 \text{ cm}$$

Se deben colocar ganchos suplementarios al centro de la sección en ambos sentidos.

$$S_o = 10 + \left[ \frac{35 - 20}{3} \right] = 15 \text{ cm}$$

El valor  $S_0$  no debe ser mayor a 15 cm y no es necesario tomarlo menor a 10 cm.

El código ACI 318S - 08 en su sección 21.6.4.4 establece que el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares,  $A_{sh}$  no debe ser menor que la requerida por:

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_y}$$

Donde:

- $S$  = espaciamiento medido de centro a centro.
- $b_c$  = dimensión transversal del núcleo medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal.

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{S * 37,56 * 280}{4 * 200} = 0,23 * S$$

Debido a que el refuerzo transversal está compuesto por estribos y ganchos suplementarios con varillas No. 3, el área total  $A_{sh}$  es:

$$A_{sh} = 3 * 0,71 \text{ cm}^2 = 2,13 \text{ cm}^2$$

Igualando las ecuaciones anteriores

$$0,23 * S = 2,13 \text{ cm}^2$$

$$S = 9,26 \text{ cm}^2 \approx 9 \text{ cm}$$

Con base en las condiciones anteriores se coloca como refuerzo transversal estribos y ganchos suplementarios con varillas No. 3, grado 60, en la zona de confinamiento @ 0,09 m y el resto @ 0,15 m.

- Capacidad de carga última

Para cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos, se emplea la ecuación de Terzaghi para una cimentación cuadrada:

$$q_u = 0,867CN'_c + qN'_q + 0,4\gamma BN'_\gamma$$

Donde:

- $N'_c, N'_q, N'_\gamma$  = factores de capacidad de carga modificada
- $C$  = cohesión del suelo
- $\gamma$  = peso específico del suelo
- $q = \gamma * D_f$
- $D_f$  = desplante de cimentación
  
- Cálculo de la capacidad última del suelo

Datos:

- Ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) = 39,84°
- Cohesión ( $C_u$ ) = 8,07 ton/m<sup>2</sup>
- Peso específico del suelo ( $\gamma_s$ ) = 1,32 ton/m<sup>3</sup>
- $D_f = 1,50$  m

Los factores de capacidad de carga modificados dependerán del ángulo de fricción interna del suelo, estos podrán encontrarse en el cuadro de Terzaghi, para encontrar los valores aproximados se utiliza una interpolación lineal entre los valores más cercanos al ángulo de fricción interna del suelo.

Tabla LXXXI. Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi

$\phi$	$N_c'$	$N_q'$	$N_\gamma'$	$\phi$	$N_c'$	$N_q'$	$N_\gamma'$
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. p. 483.

Coefficientes para  $\phi = 39,84^\circ$

- $N'_c = 34,50$
- $N'_q = 20,19$
- $N'_\gamma = 16,82$

Sustituyendo en la ecuación:

$$q_u = 0,867 * (8,07 * 34,50) + (1,32 * 1,50 * 20,19) + 0,4 * (1,50 * 1,32 * 16,82)$$

$$q_u = 294,68 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Carga admisible neta:

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

Puede considerarse un factor de seguridad FS igual a 4.

$$q_{adm(neta)} = \frac{294,68 - 1,98}{4} = 73,18 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Diseño de zapata aislada concéntrica:

Datos:

- $M_{DX} = 25,55 \text{ Ton} \cdot \text{m}$
- $M_{DY} = 30,21 \text{ Ton} \cdot \text{m}$
- $P_U = 181,90 \text{ Ton}$
- $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- $f_y = 4\ 200 \text{ Kg/cm}^2$
- $V_s = 73,19 \text{ Ton/m}^2$
- $\gamma_s = 1,32 \text{ Ton/m}^3$
- $F_{cu} = 1,49$
- $\gamma_c = 2,4 \text{ Ton/m}^3$

- Sección de columna = 0,50 m X 0,50 m
- Diseño del área de la zapata:
  - Carga de trabajo o servicio:

$$P' = \frac{P_U}{F_{CU}} = \frac{183,71}{1,49} = 123,30 \text{ Ton}$$

- Momentos de trabajo o de servicio:

$$Mt_x = \frac{M_{UX}}{F_{CU}} = \frac{25,55}{1,49} = 17,15 \text{ Ton} - m$$

$$Mt_y = \frac{M_{UY}}{F_{CU}} = \frac{30,21}{1,49} = 20,28 \text{ Ton} - m$$

- Estimación del área de la zapata:

$$A_z = \frac{1,5P'}{V_s} = \frac{1,5 * 123,30}{73,19} = 2,53 \text{ m}^2$$

Debido a que los momentos en ambos sentidos son de similar magnitud, se opta por diseñar una zapata cuadrada, siendo las dimensiones siguientes:

$$L_{XY} = \sqrt{2,53} = 1,59 \text{ m} \approx 1,60 \text{ m}$$

$$A_z = 2,56 \text{ m}^2$$

- Chequeo de presión sobre el suelo

$$P = P' + P_s + P_{col.} + P_{cim.}$$

Donde:

P = integración total de la carga actuante

P' = carga de trabajo

PS = peso del suelo del desplante

Pcol. = peso de la columna

Pcim. = peso del cimiento

Para el cálculo de la presión se propone un espesor de zapata de 0,60 m y un desplante de cimentación de 1,50 m.

$$P_s = (1,50 \text{ m} - 0,60 \text{ m}) * (2,56 \text{ m}^2) * (1,32 \text{ ton}/\text{m}^3) = 3,04 \text{ ton}$$

$$P_{col.} = (0,50 \text{ m} * 0,50 \text{ m}) * (5,10 \text{ m}) * 2,40 \text{ ton}/\text{m}^3 = 3,06 \text{ ton}$$

$$P_{cim.} = (2,56 \text{ m}^2) * (0,60 \text{ m}) * 2,40 \text{ ton}/\text{m}^3 = 3,69 \text{ ton}$$

$$P = 123,30 + 3,04 + 3,06 + 3,69 = 133,09 \text{ ton}$$

Debido a que existe carga y flexión biaxial, para las presiones sobre el suelo por debajo de la zapata se emplea la siguiente ecuación:

$$KUq = \frac{P}{A_z} \pm \frac{Mt_x}{S_x} \pm \frac{Mt_y}{S_y}$$

Donde:

S = módulo de sección en el sentido indicado

$$S = \frac{1}{6} * b * h^2$$
$$q = \frac{133,09 \text{ ton}}{2,56 \text{ m}^2} \pm \frac{17,15 \text{ ton} - m}{\left(\frac{1}{6}\right) * 1,60^3} \pm \frac{20,28 \text{ ton} - m}{\left(\frac{1}{6}\right) * 1,60^3}$$

$$q_{\text{máx}} = 107,03 \text{ ton} \leftrightarrow q_{\text{mín}} = -3,05 \text{ ton}$$

El valor de la carga máxima excede el valor soporte del suelo. El valor de la carga mínima indica que existen esfuerzos de tensión. Por lo tanto, se procede a estimar una nueva área para la zapata.

$$L_{XY} = 2,00 \text{ m}$$

$$A_z = 4,00 \text{ m}^2$$

$$P_s = 4,75 \text{ ton}$$

$$P_{\text{cim.}} = 5,76 \text{ ton}$$

$$P = 123,30 + 4,75 + 3,06 + 5,76 = 136,87 \text{ ton}$$

$$q = \frac{136,87 \text{ ton}}{4,00 \text{ m}^2} \pm \frac{17,15 \text{ ton} - m}{\left(\frac{1}{6}\right) * 2,00^3} \pm \frac{20,28 \text{ ton} - m}{\left(\frac{1}{6}\right) * 2,00^3}$$

$$q_{\text{máx}} = 62,36 \text{ ton/m}^2 \leftrightarrow q_{\text{mín}} = 6,07 \text{ ton/m}^2$$

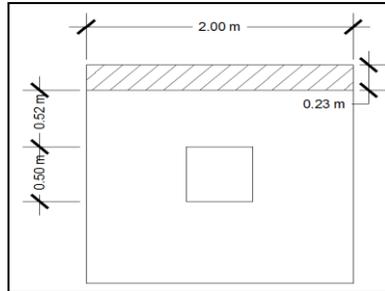
El valor máximo obtenido no excede el valor soporte del suelo, y el valor mínimo es mayor a 0, eso indica que no existen esfuerzos de tensión. Por lo tanto, la sección propuesta es correcta.

- Presión última de diseño

$$q_{U \text{ dis.}} = F_{CU} * q_{m\acute{a}x.}$$
$$q_{U \text{ dis.}} = 1,49 * 62,36 = 92,92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Diseño del espesor de la zapata:

Figura 54. **Chequeo por corte simple**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Datos:

$$\text{rec} = 7,50 \text{ cm}$$

$$t = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Ø refuerzo} = 6/8 = 1,91 \text{ cm}$$

$$d = 60 - 7,5 - 1,91/2 = 51,55 \text{ cm}$$

Corte actuante:

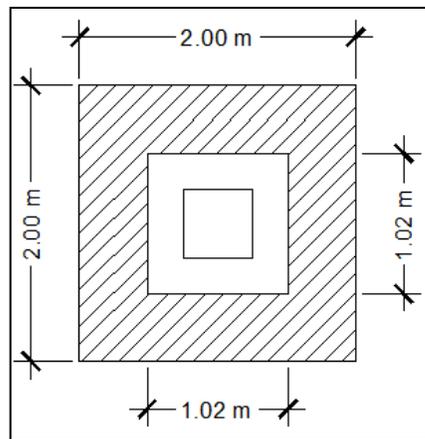
$$V_{act.} = (2,00 \text{ m} * 0,23 \text{ m}) * \left(92,92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) = 42,74 \text{ ton}$$

Corte resistente:

$$V_{res.} = \frac{0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 200 * 51,55}{1000} = 77,72 \text{ ton}$$

Como el corte resistente es mayor que el corte actuante, el espesor de la zapata chequea por corte simple.

Figura 55. **Chequeo por corte punzonante**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Corte punzonante actuante:

$$V_{act.} = (4 \text{ m}^2 - (1,02 \text{ m} * 1,02 \text{ m})) * \left(92,92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) = 275,01 \text{ ton}$$

Corte resistente:

$$V_{res.} = \frac{0,85 * 1,06 * \sqrt{280} * 386,20 * 51,55}{1\ 000} = 300,15\ ton$$

Como se puede observar, el corte resistente es mayor que el corte actuante, por lo tanto el espesor del cimiento chequea por corte punzonante.

- Diseño del refuerzo por flexión, sentido X

Momento último actuante:

$$M_U = \frac{W * L^2}{2}$$

$$M_U = \frac{92,92 * 0,75^2}{2} = 26,13\ ton - \frac{m}{m}$$

Área de acero requerida:

$$A_s = \frac{0,85 * 280}{4\ 200} * \left[ (100 * 51,55) - \sqrt{(100 * 51,55)^2 - \frac{26\ 130 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 13,73\ cm^2$$

Área de acero mínima:

$$A_s = 0,002 * b * d \leftrightarrow A_s = 0,002 * 100 * 51,55$$

$$A_s = 10,31 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación del refuerzo con acero diámetro 6/8":

$$13,73 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$2,85 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

$$S = 20,76 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

- Diseño del refuerzo por flexión, sentido Y

El peralte efectivo en el sentido Y disminuye debido a la cama inferior del sentido X, el momento último será el mismo del sentido X.

Datos:

$$MU = 26,13 \text{ ton-m/m}$$

$$d = 49,64 \text{ cm}$$

$$A_s = 14,29 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación del refuerzo con acero diámetro 6/8":

$$14,29 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$2,85 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

$$S = 19,94 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

En el armado de la cama inferior se debe colocar varillas No. 6 grado 60 @ 0,20 m en ambos sentidos.

Para la cama superior se debe colocar área de acero mínimo.

Cálculo de la separación del refuerzo con acero de diámetro 6/8":

10,31 cm<sup>2</sup> → 100 cm

1,98 cm<sup>2</sup> → S

S = 19,20 cm ≈ 20 cm

En el armado de la cama superior se debe colocar varillas No. 5 grado 60 @ 0,20 m en ambos sentidos.

- Diseño de gradas
  - Dimensionamiento de la huella y contrahuella

Para comodidad en las gradas se proponen las siguientes dimensiones:

- Huella (H) = 0,30 m
- Contrahuella (CH) = 0,17 m
- Altura total (H) = 4,07 m

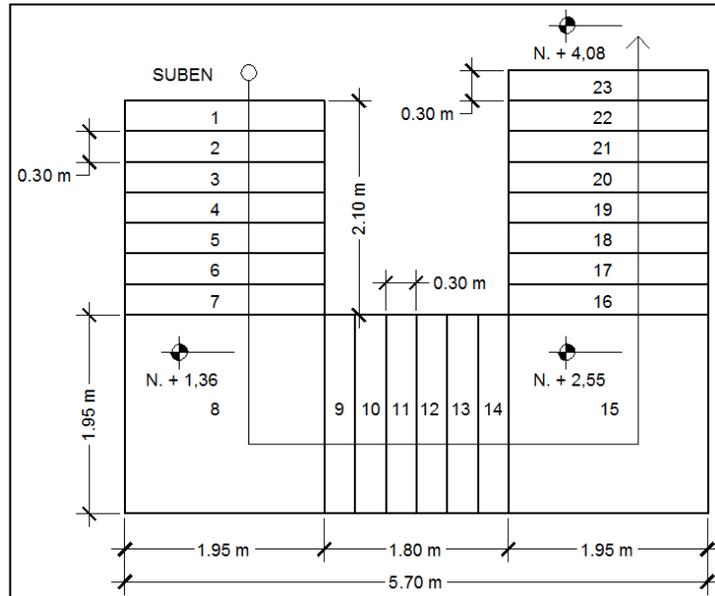
Número de contrahuellas:

$$No. CH = \frac{H}{CH} = \frac{4,07 m}{0,17 m} = 23,94 \approx 24$$

Número de huellas:

$$No. H = No. CH - 1 \leftrightarrow 24 - 1 = 23$$

Figura 56. **Planta acotada de grada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Dimensionamiento del espesor de la losa

Para calcular el espesor de la losa se consideran los siguientes criterios:

$$t = \frac{L_n}{20} \quad \text{ó} \quad \frac{L_n}{25}$$

Donde  $L_n$  = longitud horizontal de la sección de gradas:

$$t = \frac{2,10 + 1,95}{20} = 0,20 \text{ m}$$

$$t = \frac{2,10 + 1,95}{25} = 0,16 \text{ m}$$

De los dos valores se toma un promedio para el espesor de la losa:

$$t = \frac{0,20 + 0,16}{2} = 0,18 \text{ m}$$

- Integración de cargas

$$P_{gradas} = \gamma_{concreto} * \left[ t + \frac{c}{2} \right]$$

$$P_{gradas} = 2400 * \left[ 0,18 + \frac{0,17}{2} \right] = 636,00 \frac{kg}{m^2}$$

$$P_{acabados} = 90 \text{ Kg/m}^2$$

Carga viva = 500 Kg/m<sup>2</sup> (gradas públicas según AGIES):

$$CU = 1,4 * 726 + 1,7 * 500 = 1866,40 \frac{kg}{m^2}$$

- Cálculo de momentos actuantes en la losa

Se considera la losa como simplemente apoyada, por lo tanto, como la grada está inclinada, la longitud a considerar será:

$$L = \sqrt{2,10^2 + 1,36^2} + 1,95 = 4,45 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = \frac{W * L^2}{8} = \frac{1866,40 * 4,45^2}{8} = 4619,92 \text{ Kg} - m$$

$$M_{(-)} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{1\,866,40 * 4,45^2}{12} = 3\,079,95 \text{ Kg} - m$$

- Cálculo del refuerzo

$$A_{s_{\min.}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

Datos:

$$f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = t - 2,5 - 1,27/2 = 14,87 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min.}} = \frac{14}{4\,200} * 100 * 14,87 = 4,96 \text{ cm}^2$$

Acero requerido para momento positivo:

$$A_s = \frac{0,85 * 280}{4\,200} * \left[ (100 * 14,87) - \sqrt{(100 * 14,87)^2 - \frac{4\,619,92 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 8,66 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación del refuerzo para momento positivo:

$$8,66 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

$$S = 14,67 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Armado con varillas de acero No. 4 @ 0,15 cm.

Acero requerido para momento negativo:

$$A_s = \frac{0,85 * 280}{4\ 200} * \left[ (100 * 14,87) - \sqrt{(100 * 14,87)^2 - \frac{3\ 079,95 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 5,67 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación del refuerzo para momento negativo:

$$5,67 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

$$S = 22,40 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Armado con varillas de acero No. 4 @ 0,20 cm.

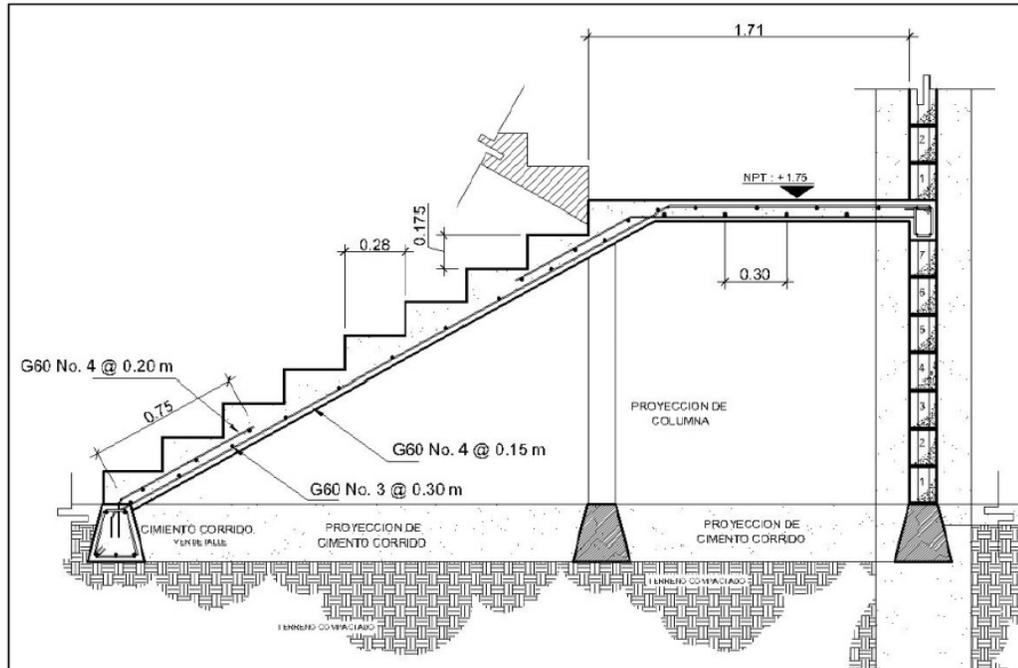
- Acero por temperatura

$$A_s = 0,002 * 100 * 18 = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$S = 0,20 \text{ cm}$$

Colocar varillas No. 3 @ 0,20 m en el sentido transversal.

Figura 57. Imagen de referencia de armado



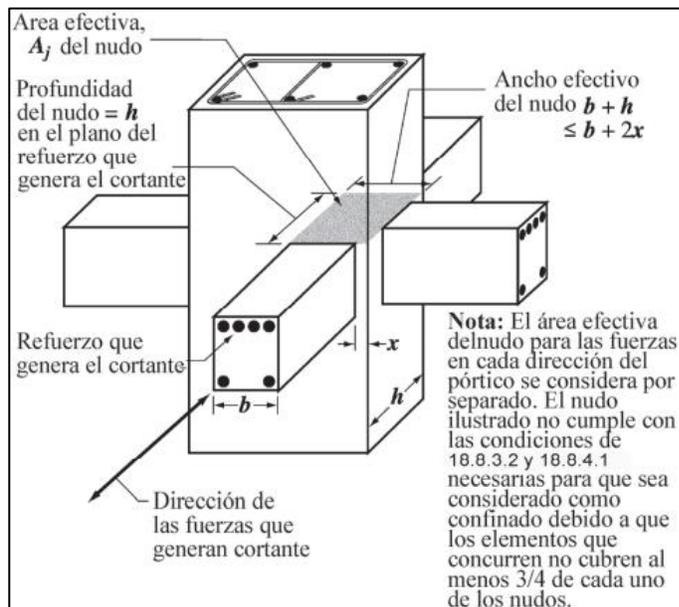
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

#### 2.4.9.2. Diseño de nudo sísmico

El nudo sísmico es la porción de la columna que se encuentra limitada por las superficies superiores e inferiores de las vigas que llegan a ella.

Su objetivo es garantizar la estabilidad global de la estructura, ya que su falla conlleva consecuencias en la funcionalidad de la misma, produciéndose un colapso progresivo. Debido a que el cortante que se produce en la columna es máximo, en esta zona el acero de la viga debe desarrollar su máximo esfuerzo para soportar los momentos flectores negativos de los apoyos, ya que durante el sismo en ellos se presenta una inversión de momentos.

Figura 58. Nudo sísmico



Fuente: American Concrete Institute. *ACI 318S-14*. p. 303.

- Los nudos se pueden clasificar como:
  - Nudos de pórticos que resisten fuerzas gravitacionales
  - Nudos de pórticos que resisten fuerzas gravitacionales y sísmicas
- El comportamiento del nudo se rige bajo las siguientes consideraciones:
  - Los momentos flectores de las vigas y las columnas deberán ser resistidos por el acero longitudinal de vigas y columnas, respectivamente.
  - El cortante vertical en la cara de la viga deberá ser resistido por esta.

- El cortante horizontal producido por la fuerza de tensión del acero de las vigas deberá ser resistido exclusivamente por el concreto del nudo.
- Chequeo de la dimensión de la columna:

A continuación se procederá a chequear la dimensión de la columna, según lo sugerido por el ACI 318S-14, sección 18,8,2,3:

$$b_{Col} \geq 20 * \emptyset_{Barra\ longitudinal};$$

Donde:

$b_{Col}$  = dimensión de la columna analizada paralela al refuerzo de la viga analizada (cm).

$\emptyset_{Barra\ longitudinal}$  = diámetro de la barra longitudinal de mayor tamaño de la viga analizada (cm).

$$50,00\text{ cm} \geq 20 * \emptyset_{barra\ No.\ 7}$$

$$50,00\text{ cm} \geq 20 * 2,22\text{ cm}$$

$$50,00\text{ cm} \geq 44,4\text{ cm}; \text{ cumple}$$

- Chequeo de la altura del nudo:

A continuación se procederá a chequear la altura del nudo, según lo sugerido por el ACI 318S-14, sección 18.8.2.4:

$$h_{Nudo} \geq (h_{Viga} / 2);$$

Donde:

$h_{Nudo}$  = altura del nudo analizado (cm).

$h_{Viga}$  = altura de la viga analizada (cm).

$$h_{Nudo} \geq (h_{Viga} / 2)$$

$$50,00 \text{ cm} \geq 60,00 \text{ cm} / 2$$

$$50,00 \text{ cm} \geq 30,00 \text{ cm}; \text{ Cumple}$$

- Chequeo de resistencia a cortante en el nudo:

A continuación se procederá a chequear la resistencia a cortante en el nudo, según lo sugerido por el ACI 318S-14, sección 18.8.4.1, tabla 18.8.4.1:

$$b_{Nudo} = b_{Viga} + h_{Nudo}$$

$$A_{Nudo} = h_{Nudo} * b_{Nudo}$$

$$V_{m\acute{a}x \text{ res}} = 1,7 * \lambda * \sqrt[2]{f'c} * A_{Nudo}, \text{ para nudos confinados por vigas en sus 4 caras}$$

$$V_{m\acute{a}x \text{ res}} = 1,2 * \lambda * \sqrt[2]{f'c} * A_{Nudo}, \text{ para nudos confinados por vigas en sus 3 caras}$$

o 2 caras opuestas

$$V_{m\acute{a}x \text{ res}} = 1,0 * \lambda * \sqrt[2]{f'c} * A_{Nudo}, \text{ para nudos confinados por vigas en otros casos}$$

$$V_{m\acute{a}x \text{ act}} \leq V_{m\acute{a}x \text{ res}};$$

Donde:

$b_{Nudo}$  = ancho efectivo del nudo analizado (cm).

$b_{Viga}$  = base de la viga analizada (cm).

$h_{Nudo}$  = altura del nudo analizado (cm).

$A_{Nudo}$  = área efectiva de la sección transversal dentro del nudo (cm).

$V_{m\acute{a}x \text{ res}}$  = cortante máximo resistente por el concreto del nudo analizado (kg).

$\lambda$  = factor de modificación basado en la composición del agregado en la mezcla de concreto indicado en el ACI 318S-14, sección 19.2.4.2, tabla 19.2.4.2.

$f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del concreto (kg / cm<sup>2</sup>).

$V_{m\acute{a}x\ act}$  = cortante máximo actuante en el nudo analizado (kg).

$$b_{Nudo} = b_{Viga} + h_{Nudo}$$

$$b_{Nudo} = 30,00\text{ cm} + 50,00\text{ cm}$$

$$b_{Nudo} = 80,00\text{ cm}$$

$$A_{Nudo} = h_{Nudo} * b_{Nudo}$$

$$A_{Nudo} = 40,00\text{ cm} * 80,00\text{ cm}$$

$$A_{Nudo} = 3\ 200,00\text{ cm}^2$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = 1,70 * \lambda * \sqrt[2]{f'_c} * A_{Nudo}$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = 1,70 * 1,00 * \sqrt[2]{280,00}\text{ kg / cm}^2 * 3\ 200,00\text{ cm}^2$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = 91\ 028,61\text{ kg}$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = 1,20 * \lambda * \sqrt[2]{f'_c} * A_{Nudo}$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = 1,20 * 1,00 * \sqrt[2]{280,00}\text{ kg / cm}^2 * 3\ 200,00\text{ cm}^2$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = 64\ 255,49\text{ kg}$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = 1,00 * \lambda * \sqrt[2]{f'_c} * A_{Nudo}$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = 1,00 * 1,00 * \sqrt[2]{280,00}\text{ kg / cm}^2 * 3\ 200,00\text{ cm}^2$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = 53\ 546,24\text{ kg}$$

$$V_{m\acute{a}x\ act} = 6\ 115,52\text{ kg}$$

$$V_{m\acute{a}x\ act} \leq V_{m\acute{a}x\ res}$$

$$6\ 115,52\ \text{kg} \leq 53\ 546,24\ \text{kg}\ \text{Cumple}$$

- Longitud de desarrollo del gancho estándar a 90° de barras en compresión:

El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna debe prolongarse hasta la cara del núcleo confinado de la columna más distante y anclarse. A continuación se procederá a calcular la longitud del gancho estándar a 90° de barras en tracción, según lo sugerido por el ACI 318S-14, sección 18.8.5.1:

El mayor de:

$$L_d = 8 * \emptyset_{\text{Barra Longitudinal}}, 15,00\ \text{cm y } \frac{f_y * \emptyset_{\text{Barra Longitudinal}}}{5,40 * \lambda * \sqrt{f'_c}}$$

Donde:

$L_{dh}$  = longitud de desarrollo del gancho estándar a 90° de barras en tracción.

$\emptyset_{\text{Barra longitudinal}}$  = diámetro de la barra longitudinal de mayor tamaño de la viga analizada (cm).

$f_y$  = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no preesforzado (kg / cm<sup>2</sup>).

$\lambda$  = factor de modificación basado en la composición del agregado en la mezcla de concreto indicado en el ACI 318S-14, sección 19.2.4.2, tabla 19.2.4.2.

$f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del concreto (kg / cm<sup>2</sup>).

$$L_{dh} = \text{el mayor de } 8 * \emptyset_{\text{Barra No. 7}}, 15,00 \text{ cm y } \frac{f_y * \emptyset_{\text{Barra No. 7}}}{5,40 * \lambda * \sqrt{f_r c}}$$

$$L_{dh} = \text{el mayor de } 8 * 2,22 \text{ cm; } 15,00 \text{ cm y } \frac{4 200,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2,22 \text{ cm}}{5,40 * 1,00 * \sqrt{280,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$L_{dh} = \text{el mayor de } 17,76 \text{ cm; } 15,00 \text{ cm y } 103,19 \text{ cm}$$

$$L_{dh} = 103,19 \text{ cm}$$

$$L_{dh} = 105,00 \text{ cm}$$

- Longitud de desarrollo de barras en tracción:

A continuación se procederá a calcular la longitud de desarrollo de barras a tracción, según lo sugerido por el ACI 318S-14, sección 18.8.5.3, inciso (b):

El mayor de:

$$L_d = 3,25 * L_{dh}$$

Donde:

$L_d$  = longitud de desarrollo en tracción para una barra recta.

$L_{dh}$  = longitud de desarrollo del gancho estándar a 90° de barras en tracción.

$$L_d = 3,25 * L_{dh}$$

$$L_d = 3,25 * 105,00 \text{ cm}$$

$$L_d = 341,25 \text{ cm}$$

$$L_d = 3,45 \text{ m}$$



### **3. DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES**

#### **3.1. Descripción del proyecto**

Construcción de un salón comunal de 12\*21 m de *block* sisado con ventanearía de ladrillo de barro cocido, puertas y portones de metal, estructura de metal y cubierta de lámina troquelada calibre 26, instalaciones de fuerza hidráulica, servicios sanitarios de hombres y mujeres, vestidores y utilería, fosa séptica prefabricada y pozo de absorción.

#### **3.2. Diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico del salón comunal se refiere a la forma adecuada de distribuir en conjunto los diferentes ambientes que componen el salón. Se hace así para tener un lugar cómodo y funcional para su uso. Para lograrlo se deben tomar en cuenta los diferentes criterios arquitectónicos. Los edificios se deben diseñar de acuerdo a las necesidades que se tengan, además, estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan. La tipología arquitectónica se elegirá basándose en el criterio del diseñador.

##### **3.2.1. Ubicación del edificio en el terreno**

Este proyecto se localiza en el Caserío El Obraje, Aldea San Juan Sólomo, municipio de Monjas, del departamento de Jalapa. Al norte colinda con el municipio de Jalapa, San Manuel Chaparrón y San Pedro Pínula, departamento de Jalapa; al este con Santa Catarina Mita, departamento de

Jutiapa; al sur con el municipio de Jutiapa y el Progreso, departamento de Jutiapa; y al oeste con San Carlos Alzatate, departamento de Jalapa.

### 3.2.2. Distribución de ambientes

La forma de los ambientes y su distribución dentro del edificio se realizará del modo tradicional, contará con un escenario y este con dos gradas y dos vestidores, y contará con dos baños y uno contará con dos sanitarios, un orinal de concreto y un lavamanos, y el otro contará con dos sanitarios y dos lavamanos y también con una taquilla y con dos ingresos al salón comunal.

### 3.2.3. Altura del edificio

El salón de usos múltiples será de un nivel, y cumple con las normas de la sección de diseño y desarrollo de edificios del INFOM.

Tabla LXXXII. **Alturas recomendadas de techos o entrepisos (en metros)**

Proyectos	Clima templado o frío	Clima cálido
Edificio municipal	2,65	3,00
Mercado	4,50	4,80
Locales fijos	2,65	3,00
Rastros	4,50	4,80
Centro de uso comunal	4,50	4,80
Salón social	4,00	5,00
Salón social + deportivo	6,00	6,00

Fuente: JORDÁN, Mario René. *Presupuesto de normas de diseño para edificios de uso público en la República de Guatemala*. p. 49.

Las ventanas con *block* están a una altura de 1,65 metros y desde el nivel del suelo a 2,35 metros. La altura de las puertas en los ingresos es de 2,80 metro. Los muros tienen una altura de 4,00 metros.

### **3.3. Análisis estructural**

En los siguientes incisos se define el análisis estructural a utilizar.

#### **3.3.1. Selección de tipo de estructura a usar**

En la selección del sistema estructural influyen los factores de resistencia, economía, estética, clima, recursos disponibles en la región y la calidad de la mano de obra. El resultado debe comprender el tipo estructural, forma y dimensiones, los materiales y el proceso de ejecución. Para este caso se eligió mampostería reforzada con cubierta de lámina de zinc con estructura compuesta

#### **3.3.2. Predimensionamiento de elementos estructurales**

Consiste en determinar las características de la edificación. La mampostería a utilizar será *block* de 0,14\*0,19\*0,39 metro; con un f'm de 35 kg/cm<sup>2</sup>, el acero para el refuerzo tendrá un  $f_y = 40,000 \text{ lb/plg}^2$ , el valor soporte para el suelo será 12 ton/m<sup>2</sup> y la cota de cimentaciones será de 1,00 metros. Las dimensiones de la costanera son 2"\*6"\*1/16". Se usará lamina tradicional calibre 26 (peso = 0,20 lb/pies<sup>2</sup>) de 2,74 pies \* 10 pies. Los tendales serán costaneras dobles acuchadas de 2"x6"x1/16".

### **3.3.3. Cargas de diseño**

Las cargas de diseño son aquellas que se utilizan según la finalidad de la estructura.

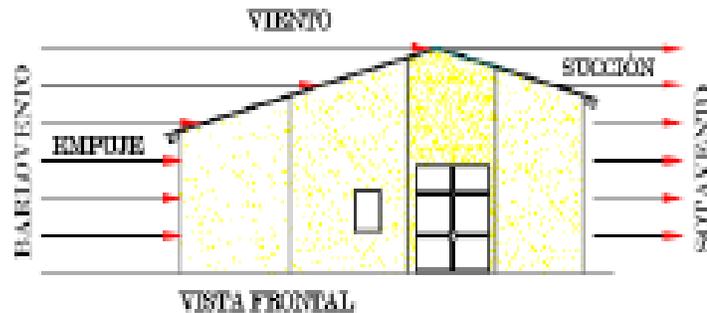
#### **3.3.3.1. Cargas de viento**

Las cargas por viento son las fuerzas máximas que puede aplicar el viento a una estructura en un intervalo de tiempo de recurrencia o un grupo de fuerzas que producirán esfuerzos equivalentes. Los intervalos medios de recurrencia (que representan el periodo medio que tarda en producirse un acontecimiento de una magnitud dada) utilizados en general, son 25 años para estructuras sin ocupantes o que presentan mínimo riesgo para la vida humana, 50 años para las estructuras permanentes normales y 100 años para estructuras permanentes con un alto grado de sensibilidad al viento y un grado muy alto de peligro para la vida y las propiedades en caso de falla.

Las fuerzas del viento se consideran, en general, como cargas móviles que pueden actuar en cualquier dirección. Estas ejercen presión sobre las áreas expuestas de la estructura. En el desarrollo y análisis se utilizaron los datos de viento obtenidos en el Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), en el periodo de 1990 a 2004, para toda la república, tomando como viento más fuerte registrado el de 6,6 km/h para la zona norte del país.

La unidad utilizada para medir la velocidad del viento es el nudo, que es equivalente a 1,852 km/h. Se llama barlovento al área o cara expuesta directamente al viento donde se ejerce empuje, y sotavento a la cara opuesta donde se produce succión.

Figura 59. **Acción del viento sobre la estructura**



Fuente: JORDÁN, Mario René. *Presupuesto de normas de diseño para edificios de uso público en la República de Guatemala*. p. 49.

La presión del viento en un edificio puede estimarse con la siguiente expresión que está dada en el sistema internacional:

- $q = 0,004819 V_z^2$

Donde:

- $q$  = carga del viento por unidad de superficie [ $\text{kg}/\text{m}^2$ ]
- $V_z$  = velocidad de diseño del viento [ $\text{km}/\text{h}$ ]

La mayoría de los códigos de construcción especifican un valor básico, pero que varía en función de la altura y otras condiciones. Por ejemplo: el Uniform Building Code (UBC) especifica  $73 \text{ kg}/\text{m}^2$  para edificios menores de 20 metros de altura.

### 3.3.3.2. Fuerzas sísmicas

Las fuerzas sísmicas tienen 3 tipos de origen: el desplazamiento de las placas tectónicas, erupciones volcánicas y recientemente las provocadas por actividades humanas. En Guatemala, un país de alto riesgo sísmico, se diseña y refuerzan las estructuras contra tales eventos, para lo cual es necesario calcular las fuerzas dinámicas horizontales y verticales que se generan, aproximándolas a fuerzas estáticas equivalentes.

- Método SEAOC (Structural Engineers Association Of California)
- Corte basal (V): es la fuerza sísmica que el suelo transmite a la estructura en su base, está dado por la fórmula:

$$V = Z I K C S W$$

Donde:

Z = coeficiente de riesgo sísmico

I = coeficiente de importancia de la estructura

K = coeficiente que depende del tipo de estructura

C = coeficiente relacionado al periodo de vibración de la estructura

S = coeficiente que depende del suelo

W = peso propio de la estructura

Para estructuras de un nivel la combinación de factores ZIKCS es igual a 0,1, por lo que el valor para el corte basal V será:  $V = 0,1 W$  donde W = peso propio de la estructura.

### **3.4. Diseño de estructura**

Cuando se desea construir un techo sobre un edificio que no tiene soportes intermedios, es más económico un sistema estructural conformado de varios elementos. La configuración estructural que se usará para este propósito se denomina armadura de techo.

#### **3.4.1. Diseño de cubierta**

La cubierta será de lámina troquelada calibre 26 de 10 pies (su peso es de 0,756 lb/pies<sup>2</sup> y su ancho de 2,74 pies), estará apoyada sobre una armadura formada por costaneras y tendales. Para calcular la carga uniformemente distribuida ( $W$ ) que actúa sobre cada costanera es necesario determinar el área tributaria y las cargas por unidad de superficie del techo.

##### **3.4.1.1. Separación máxima entre costaneras**

De acuerdo a la longitud de las láminas, tiene que existir un apoyo en el traslape de láminas, este traslape debe ser como mínimo de 15 cm.

Se usará lámina de 10' = 3,05 m

Un traslape de 0,15 m

Entonces la separación máxima es de:  $(2,74-0,15) = 2,59$  m.

Se moduló la separación de las costaneras y se propone de 1,50 m, tomando en cuenta la seguridad de las personas que pudieran hacer reparaciones en la cubierta en un futuro. Los tendales tendrán una separación igual a la de las columnas, siendo la máxima separación entre ellos de 3,00 m.

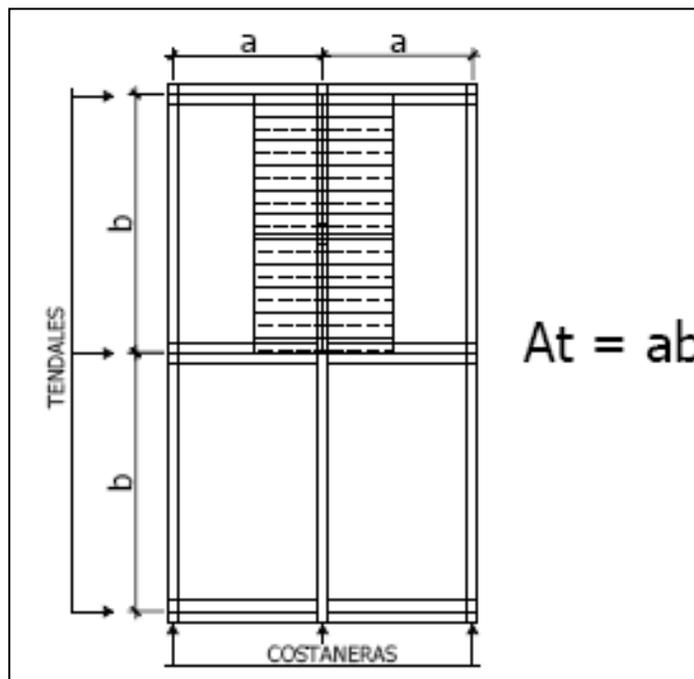
### 3.4.1.1.1. Cálculo de área tributaria (At)

La separación de los ejes longitudinales de las costaneras es:  $a = 1,50 \text{ m} \approx 4,92 \text{ pies}$  y los tendales es  $b = 3,50 \text{ m} \approx 11,48 \text{ pies}$ .

Ver figura, luego el área que actúa sobre la costanera se calcula así:

$$At = \left( \left( \frac{a}{2} \right) + \left( \frac{a}{2} \right) \right) * b \Rightarrow 1,50\text{m} * 3,50\text{m} = 5,25 \text{ mts}^2 = 56,48\text{pie}^2$$

Figura 60. **Detalle de cubierta en planta, para área tributaria de costanera**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

### 3.4.1.1.2. Estimación de cargas por pie cuadrado de superficie

- Carga muerta: lámina = 0,756 lb/pie<sup>2</sup>
- Carga viva: trabajador = 8 lb/pie<sup>2</sup>
- Carga de viento:  $q = 0,004819 V_z^2$

Donde:

$q$  = carga del viento por unidad de superficie (kg/m<sup>2</sup>)

$V_z$  = velocidad de diseño del viento (km/h)

Carga de viento:  $q = 0,004819 (6,6)^2 = 0,209 \text{ kg/m}^2 \approx 0,042 \text{ lb/pie}^2$

Carga total =  $(0,576 + 8 + 0,042) = 8,618 \text{ lb/pie}^2$

Una vez estimada la carga total para el área tributaria de cubierta, se procede a calcular la carga uniformemente distribuida.

### 3.4.1.1.3. Cálculo de carga uniformemente distribuida (W)

Datos:

Área tributaria:  $A_t = 56,48 \text{ pies}^2$

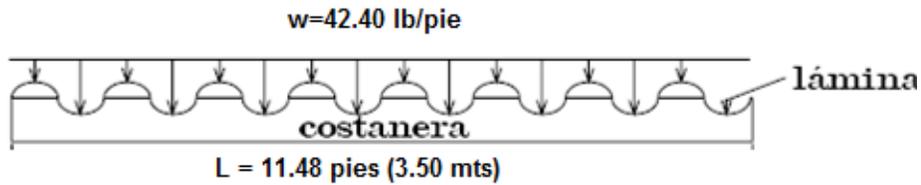
Carga total: = 8,618 lb/pie<sup>2</sup>

Longitud de costanera:  $b = 11,48 \text{ pies}$

$$w = \frac{(carga\ total) * (area\ tributaria)}{longitud\ de\ costanera}$$

$$w = \frac{(8,618) * (56,48)}{11,48} = 42,40 \text{ lb/pie}$$

Figura 61. **Carga uniformemente distribuida sobre costanera**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

#### 3.4.1.1.4. **Cálculo de momento (M)**

Se asume que la costanera se comporta como una viga simplemente apoyada en sus extremos, por lo que el momento se encuentra así:

$$M = \frac{W * L^2}{8}$$

Donde:

M = momento

W = carga uniformemente distribuida sobre la costanera

L = longitud de costanera

$$M = \frac{42,40 \text{ lb/pies} * (11,48 \text{ pies})^2}{8} = 698,48 \text{ lb} - \text{pies} = 8 \text{ 381,76 lb} - \text{plg}$$

#### 3.4.1.2. **Diseño de la costanera**

La costanera se debe diseñar para soportar flexión, esfuerzo cortante y deflexión sin deformarse, por lo que se chequea si cumple estos requisitos.

### 3.4.1.2.1. Verificación por flexión

La flexión se refiere a la deformación que sufre el eje neutro de la costanera debido a la carga que soporta. La costanera será apropiada para soportar la flexión si el módulo de sección de la costanera ( $S_x$ ) es igual o mayor que el módulo de sección calculado ( $S$ ).

- Cálculo de módulo de la sección ( $S$ ).

El módulo de la sección se encuentra dividiendo el momento entre el esfuerzo permisible del acero:

- $S = M/f$

Donde:

$S$  = módulo de sección calculado

$M$  = momento actuante

$f$  = esfuerzo permisible del acero de costanera = 20 000 lb/plg<sup>2</sup> o también

$f = (0,6) f_y$  (según AISC)

$f_y = 40,000$  psi

A modo de prueba:

- $f = (0,6) (40\ 000\ \text{lb/plg}^2) = 24\ 000\ \text{lb/plg}^2$

$$S = \frac{M}{f} \Rightarrow \frac{8\ 500\ \text{lb} \cdot \text{plg}}{20\ 000 \frac{\text{lbs}}{\text{plg}^2}} = 0,425\ \text{plg}^3$$

- Datos de costaneras comerciales

En la tabla VIII se presentan los datos para el análisis de la costanera a utilizar, para optimizar y garantizar que las cargas que se tendrán que soportar estarán bajo control. Es necesario conocer algunas propiedades importantes de las costaneras, como: inercia, módulo de sección (en ambos sentidos) y sus áreas.

Tabla LXXXIII. **Datos de costaneras comerciales**

Costanera tipo c	Altura "A+B+2C" pulgadas	Espesor "t"	Área Plg <sup>2</sup>	Ix Plg <sup>4</sup>	Iy Plg <sup>4</sup>	Sx Plg <sup>3</sup>	Sy Plg <sup>3</sup>
A=4" B=2' C=1/2 t=1/16	7,00	0,0625	0,44	1,79	0,0001	0,51	0,00
A=5" B=2' C=1/2 t=1/16	8,00	0,0625	0,50	2,67	0,0002	0,67	0,01
A=6" B=2' C=1/2 t=1/16	9,00	0,0625	0,56	3,80	0,0002	0,84	0,01
A=7" B=2' C=1/2 t=1/16	10,00	0,0625	0,63	5,21	0,0002	1,04	0,01
A=8" B=2' C=1/2 t=1/16	11,00	0,0625	0,69	6,93	0,0002	1,26	0,01
A=9" B=2' C=1/2 t=1/16	12,00	0,0625	0,75	9,00	0,0002	1,50	0,01
A=10" B=2' C=1/2 t=1/16	13,00	0,0625	0,81	11,44	0,0003	1,76	0,01

Fuente: elaboración propia.

Comparando el módulo de sección calculado (S) con los valores que aparecen en la columna (Sx) de la tabla VIII, se observa a qué sección de costanera se puede adecuar, para este caso  $S = 0,425 \text{ plg}^3$  y con el valor de  $Sx=0,84 \text{ plg}^3$  que pertenece a una costanera de 2 x 6 x 1/16 de pulgadas.

- Chequeo por cortante

Corte es la intensidad de la fuerza que actúa tangencial o paralelamente a la superficie de la viga (conocido también como esfuerzo cortante). Normalmente, si es una carga uniformemente distribuida, las reacciones serán:

$$R1 = R2 = \frac{W * l}{2}$$

Donde:

R1 = reacción 1

R2 = reacción 2

W = carga uniformemente distribuida

l = longitud de la costanera

Si W = 43,00 lb/pie y l = 19,68 pies, entonces:

$$R1 = R2 = \frac{43,00 * 19,68}{2} = 423,12 \text{ lb}$$

- Cálculo de cortante ( $\tau$ )

Existe la condición de que el cortante promedio no debe exceder a 14 500 lb/plg<sup>2</sup>, para acero A36.

$$T = \frac{R1}{\text{area de la seccion}} = \frac{423,12 \text{ lb}}{0,56 \text{ plg}^2} = 755,57 \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2}$$

Se logra apreciar que el valor del cortante calculado es menor a 14,500 lb/plg<sup>2</sup>.

- Verificación por deflexión

La distancia perpendicular del eje neutro de la costanera hasta el punto más lejano de la elástica (ver figura 10) se conoce como deflexión. La deflexión real debe ser menor que la deflexión permisible,  $\delta_r < \delta_p$ . Los valores de cada una de estas se encuentran a continuación:

Deflexión real ( $\delta_r$ )

$$\delta_r = \frac{5Wl^3}{384EI}$$

Donde:

$\delta_r$  = deflexión real

W = carga uniformemente distribuida

l = longitud de costanera

E = módulo de elasticidad del acero (29 000 000 lb/plg<sup>2</sup>)

I = inercia de la costanera (ver tabla VIII)

Se necesita hacer algunas conversiones:

- W = 43,00 lb/pie = 3,58 lb/plg
- L = 19,68 pies = 236,16 plg
- E = 29 000 000 lb/plg<sup>2</sup>
- I = 3,80 plg<sup>4</sup> (ver tabla VIII), entonces:

$$\delta_r = \frac{5 * 3,58 * 236,16^3}{384 * 29000000 * 3,80} = 0,00557 \text{ plg}$$

Deflexión permisible ( $\delta_p$ )

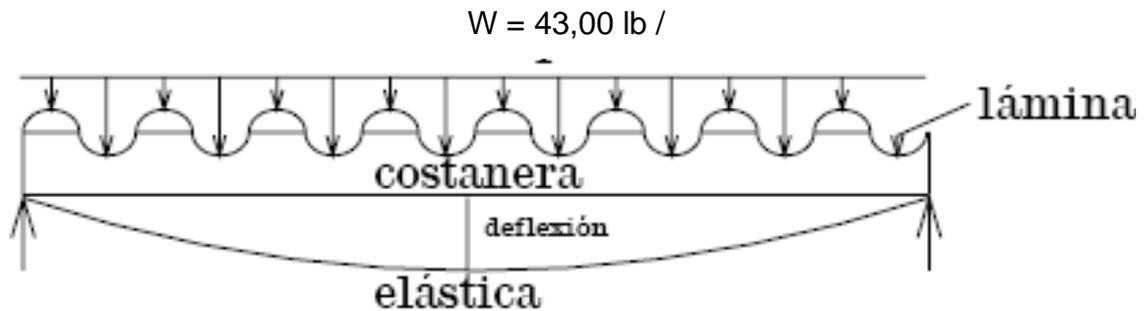
- $\delta_p = L / 360$  donde:
- L = longitud de costanera

Convirtiendo:  $L = 19,68 \text{ pies} = 236,16 \text{ plg}$

$$\delta_p = \frac{236,16 \text{ plg}}{360} = 0,656 \text{ plg}$$

Se concluye que la sección escogida es apropiada, ya que la deflexión real es menor que la deflexión permisible:  $\delta_r < \delta_p = 0,00557 \text{ plg} < 0,656 \text{ plg}$ .

Figura 62. **Deflexión en costanera**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

### 3.4.1.3. **Diseño de tendales**

Los tendales para el presente caso son vigas simplemente apoyadas con una sección cerrada (costaneras "C" dobles).

#### 3.4.1.3.1. **Cálculo de áreas tributarias (At)**

El área tributaria que actúa sobre cada nudo de un tendal se calcula así:

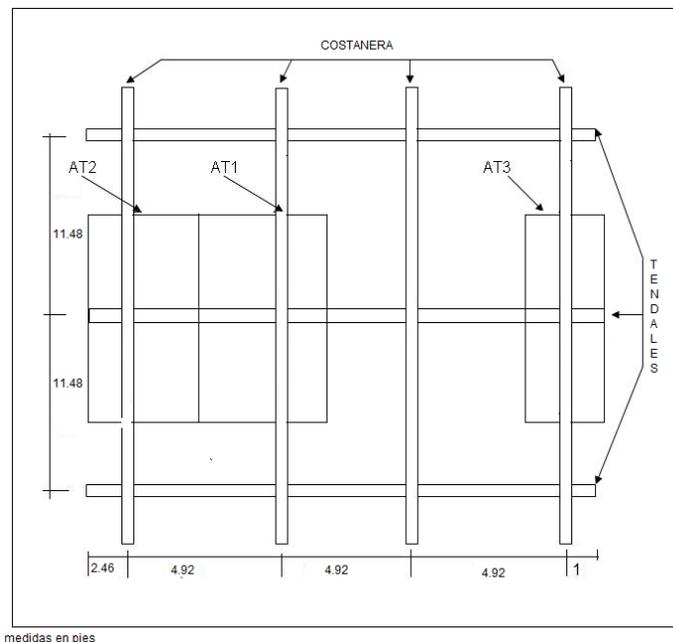
$$At = \left(\frac{a}{2} + \frac{a}{2}\right) * \left(\frac{b}{2} + \frac{b}{2}\right)$$

$$At1 = \left(\frac{11,48}{2} + \frac{11,48}{2}\right) * \left(\frac{4,92}{2} + \frac{4,92}{2}\right) = 56,48 \text{ pies}^2$$

$$At2 = \left(\frac{11,48}{2} + \frac{11,48}{2}\right) * \left(\frac{2,46}{2} + \frac{4,92}{2}\right) = 42,36 \text{ pies}^2$$

$$At3 = \left(\frac{11,48}{2} + \frac{11,48}{2}\right) * \left(\frac{4,92}{2} + \frac{1}{2}\right) = 33,98 \text{ pies}^2$$

Figura 63. **Detalle de cubierta en planta, para áreas tributarias de tendal**

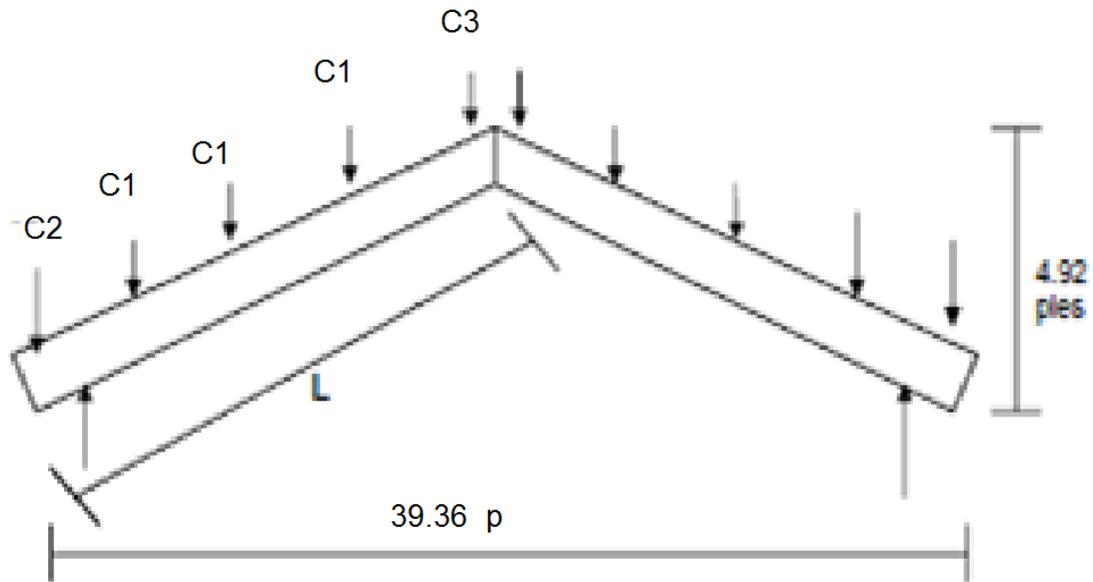


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

En este caso el área tributaria por la carga total sobre la estructura se transformará en una fuerza puntual aplicada en cada nudo, que se llamarán C1, C2 y C3, además se debe considerar la longitud total de un tendal (L), que se calcula a continuación:

Para entender mejor el cálculo de L, se observa la figura 12:

Figura 64. Perfil de armadura de techo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

$$L = \sqrt{\left(\left(\frac{l}{2}\right)^2 + (h)^2\right)}$$

$$L = \sqrt{\left(\left(\frac{39,36}{2}\right)^2 + (4,92)^2\right)} = 20,28 \text{ pies}$$

Que es la longitud total del tendal.

Las distancias a las que actúa cada costanera sobre el tendal se encuentran de la misma forma que se encontró la longitud del tendal (teorema de Pitágoras).

### 3.4.1.3.2. Estimación de cargas por pie cuadrado de superficie

Para el diseño de la armadura con tendales se tomarán en cuenta las siguientes cargas: peso de la estructura y carga de viento.

Se hace la salvedad que se utilizará como medida de precaución y seguridad la carga de viento dado por el Uniform Building Code (UBC), que especifica  $73 \text{ kg/m}^2$  ( $123,08 \text{ km/h}$ ) para edificios menores de 20 metros de altura.

Carga muerta:

- Peso de lámina =  $0,756 \text{ lb/pie}^2$
- Peso propio de la armadura =  $2,00 \text{ lb/pie}^2$

Carga viva:

- Carga vertical equivalente para viento =  $73 \text{ kg/m}^2 = 14,96 \text{ lb/pie}^2$
- Carga de trabajador =  $8 \text{ lb / pie}^2$

Carga total:  $CT = 25,72 \text{ lb/pie}^2$

Carga en cada nudo:

La carga en cada nudo es igual al área tributaria por la carga total:

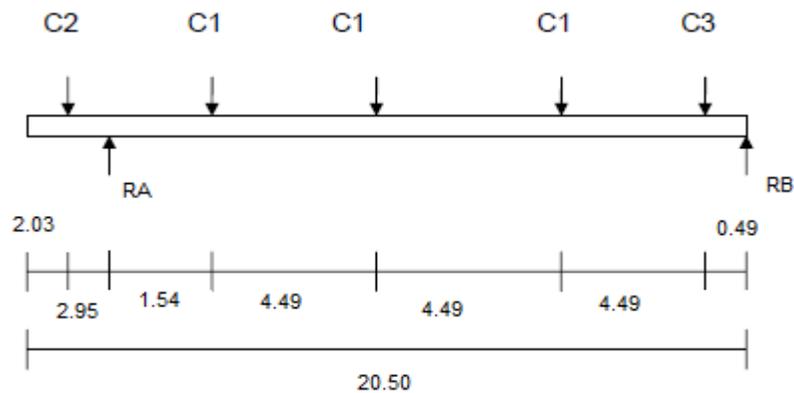
- $C1 = (At1)(CT) = (56,48 \text{ pies}^2)(25,72 \text{ lb/pie}^2) = 1452,66 \text{ lb}$
- $C2 = (At2)(CT) = (42,36 \text{ pies}^2)(25,72 \text{ lb/pie}^2) = 1089,49 \text{ lb}$

- $C3 = (At_3)(CT) = (33,98 \text{ pies}^2)(25,72 \text{ lb/pie}^2) = 975,91 \text{ lb}$

Cada uno de los tendales de la armadura de techo se analizará como una viga simplemente apoyada en sus extremos. Para su diseño, es necesario conocer el momento actuante, generado por las cargas puntuales y el momento máximo.

Conociendo el momento (M), el módulo de sección (S) y el esfuerzo permisible del acero (f), se chequea si  $S \geq M/f$ . Si  $S < M/f$  se propone una mayor sección de tendal hasta que  $S \geq M/f$ .

Figura 65. Diagrama de cuerpo libre del tendal



\*Medidas en pies

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

$$+\downarrow \sum M_A = 0$$

- $RB = -(1089,49 \cdot 2,03) + (1952,66 \cdot 1,54) + (1452,66 \cdot 6,03) + (1452,66 \cdot 10,52) + (975,91 \cdot 15,01) + (RB \cdot 15,5) = 0$

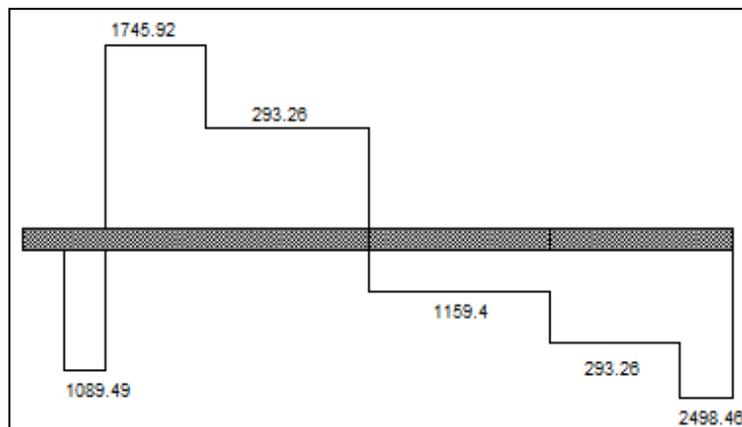
- $RB = 2498,46 \text{ LB}$

$$+\leftarrow \sum F_V = 0$$

$$RA - 1089,49 - (3 \cdot 1089,49) - 975,91 + 2498,46 = 0$$

$$RA = 2835,41 \text{ LB}$$

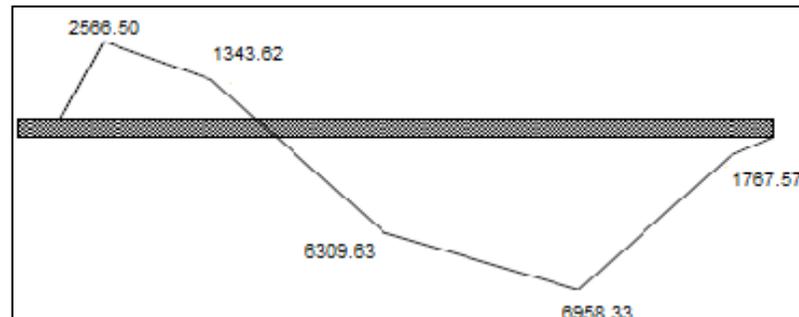
Figura 66. **Diagrama de corte del tendal**



\*Medidas en lb

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 67. **Diagrama de momento flexionante del tendal**



\*Medidas en lb – plg

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

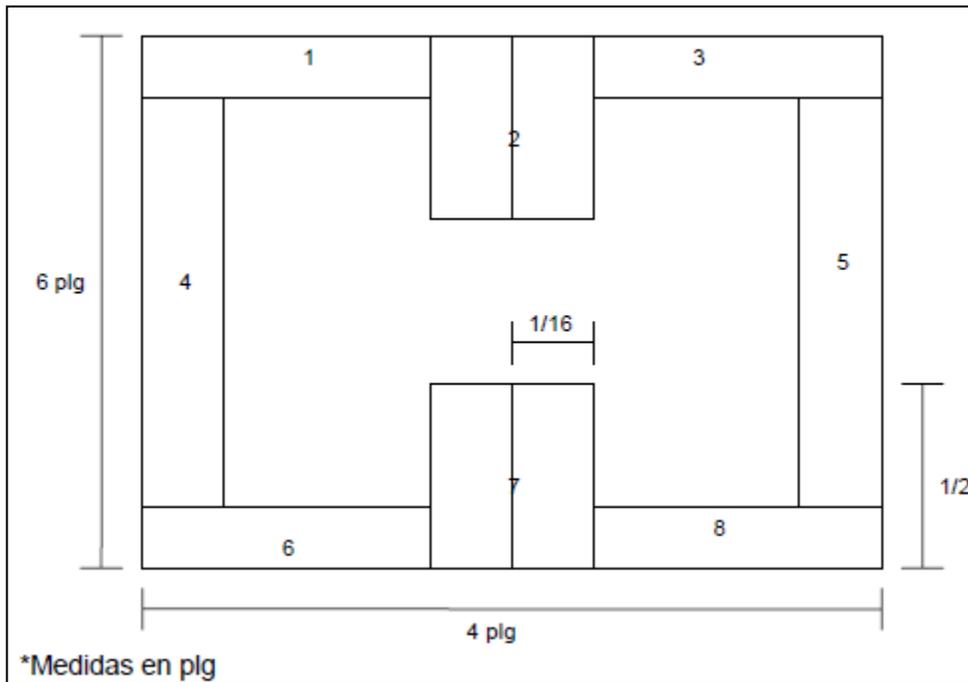
Para calcular y dibujar el diagrama de momento flexionante se utilizó el método de sumatoria de áreas de corte, quedando el momento flexionante máximo en el punto donde el diagrama de corte pasa de área positiva a área negativa. El valor del momento flexionante máximo será entonces la sumatoria de las áreas anteriores a ese punto.

$$M_{\max} = 1089,49 \cdot 0,90 - 1745,92 \cdot 0,40 - 293,26 \cdot 4,94$$

$$M_{\max} = 1166,53 \text{ lb-pie} \equiv 13998,37 \text{ lb-pies}$$

- Módulo de sección: la sección propuesta para el tendal es la costanera de perfil “C” de 4” x 6” x 1/16” soldada, dicha sección se forma al utilizar dos costaneras.

Figura 68. **Sección cerrada del tendal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

El momento de inercia del tendal se calcula dividiendo la sección de tendal en figuras geométricas de área conocida, en este caso rectángulos, y luego para encontrar la distancia del eje x al centroide de cada figura, para luego utilizar el teorema de ejes paralelos.

Tabla LXXXIV. **Propiedades geométricas del tendal**

Figura	Área (plg <sup>2</sup> )	Yc	Yc <sup>2</sup>	AYc <sup>2</sup>	Io	Io + AYc <sup>2</sup>
1	0.121	2.969	8.815	1.067	0.0000394	1.0670
2	0.063	2.750	7.562	0.476	0.001302	0.4773
3	0.121	2.969	8.815	1.067	0.0000394	1.0670
4	0.367	0	0	0	1.056	1.0560
5	0.367	0	0	0	1.056	1.0560
6	0.121	-2.969	8.815	1.067	0.0000394	1.0670
7	0.063	-2.750	7.562	0.476	0.001302	0.4773
8	0.121	-2.969	8.815	1.067	0.0000394	1.0670
					<b>INERCIA</b>	<b>7.3346</b>

Fuente: elaboración propia.

Con el momento de inercia  $I = 7,3346 \text{ plg}^4$  se procede a calcular el módulo de sección con la siguiente ecuación:

$$S = I / C$$

Donde

- $S$  = módulo de sección
- $I$  = momento de inercia
- $C$  = distancia del centro al extremo
- $S = 7,3346 \text{ plg}^4 / 3 \text{ plg}$
- $S = 2,44 \text{ plg}^3$

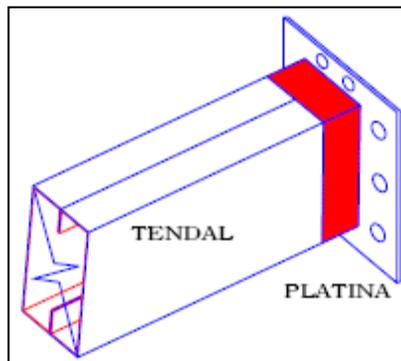
El momento que soporta dicha sección es:

$$M = Sx(F) = (2,44 \text{ plg}^3)(0,6) (40000 \text{ lb/plg}^2) = 58560 \text{ lb-plg}$$

El momento aplicado al tendal es 51450,48 lb-plg.

De lo anterior se deduce que, para el tendal, la sección propuesta es correcta. Los tendales irán unidos en la línea divisoria de aguas por medio de platinas, como se ve en la figura siguiente:

Figura 69. **Platina de tendal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

### 3.5. **Diseño del muro**

La mampostería reforzada es un sistema estructural que ha evolucionado debido a la necesidad que hay en cuanto a que la mampostería resista mayores fuerzas que las que la mampostería sin reforzar resiste, en forma segura y confiable. Los elementos de la mampostería reforzada a utilizar en el diseño son: *block*, acero de refuerzo y mortero para el levantado.

La mampostería reforzada ha utilizado los principios generales del concreto reforzado. Los supuestos para el diseño de tensión elástica de trabajo del concreto reforzado se aplican a la mampostería reforzada, ya que ambos materiales utilizan acero para resistir las fuerzas tensionales y concreto o mampostería para resistir las fuerzas de compresión.

Para el diseño de los muros se procedió a utilizar el método simplificado de diseño en muros de mampostería. Este asume que solo los muros paralelos a la dirección del sismo contribuyen a la resistencia, desprecia la contribución de los muros transversales a la dirección de la fuerza aplicada. Es necesario calcular lo siguiente:

- La rigidez de cada muro en la dirección del sismo
- El centro de corte de muros
- El centro de masa
- La carga lateral y su distribución
- La distribución del momento de volteo
  
- Rigidez de cada muro

En el cálculo de rigideces es necesario tomar en cuenta el tipo de techo, pues existen diferentes fórmulas para hacerlo. Para calcular las rigideces en un techo de losa se consideran las paredes doblemente empotradas, y para un techo con estructura metálica y lámina se consideran en voladizo. Además, las rigideces se calculan en forma diferente cuando el muro tiene puertas y/o ventanas y siempre que el área de estas sea igual o mayor al área del muro.

La forma de calcular la rigidez en este caso es la siguiente:

- Se calculan las rigideces totales del muro por medio de la fórmula:

$$R = t_m / (4 * a_3 + 3 * a)$$

- Se encuentra la rigidez equivalente como si se tratara de resistencias eléctricas, por medio de la fórmula:

$$R_{SERIE} = R_{eq} = R_1 + R_2 + \dots + R_n$$

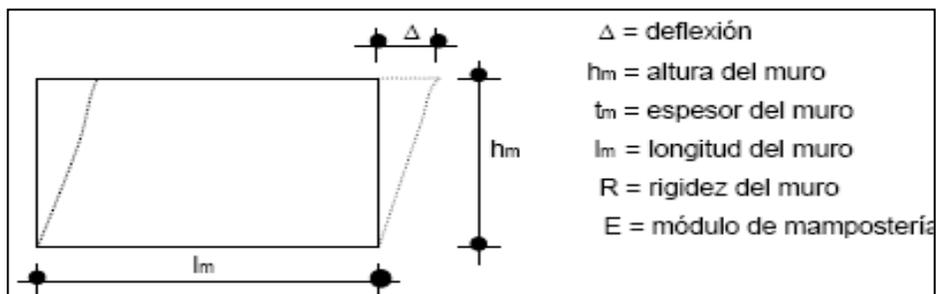
$$R_{PARALELO} = R_{eq} = 1 / (1/R_1 + 1/R_2 + \dots + 1/R_n)$$

Donde:

$R_1, R_2, \dots, R_n$  tiene un valor igual a la rigidez total calculada.

Debido a que la cubierta está formada por estructura metálica y lámina de zinc, los muros se consideran en voladizo.

Figura 70. Elevación típica de mampostería



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Fórmulas:

$$\Delta = (P * (4 * a^3 + 3 * a)) / E * tm$$

$$R = tm / (4 * a^3 + 3 * a)$$

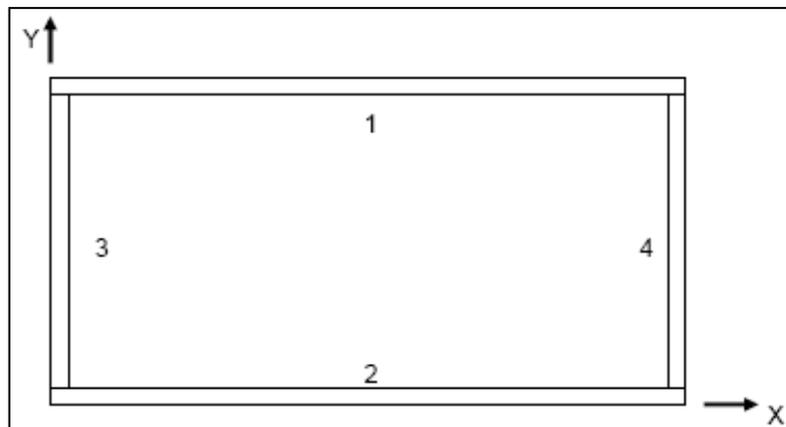
$$a = hm / lm$$

Donde:

P = carga lateral

a = relación altura / longitud

Figura 71. **Ubicación de los muros de mampostería**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Tabla LXXXV. **Rigideces en muros**

Muro	$L_m$ (m)	$h_m$ (m)	a	$t_m$ (m)	$R \cdot E$
1	20	4,5	0,22	0,15	0,032E
2	20	4,5	0,22	0,15	0,032E
3	12	4,5	0,38	0,15	0,028E
4	12	4,5	0,38	0,15	0,028E

Fuente: elaboración propia.

Para trabajar con valores pequeños el módulo de elasticidad (E), se obvia en el cálculo de la rigidez, pues no afecta el presente análisis.

- Centro de corte de muros

Obtenido el valor de la rigidez de cada uno de los muros se procede a calcular el centro de corte de muros, tomando como referencia un eje de coordenadas cartesianas previamente establecido.

Las fórmulas para calcularlo son las siguientes:

$$X_{cc} = (\sum X_i \cdot R) / R \cdot E$$

$$Y_{cc} = (\sum Y_i \cdot R) / R \cdot E$$

Tabla LXXXVI. **Centro de corte en muros, sentido Y**

Muro	$R \cdot E$	$Y_1$	$Y_1 \cdot R$
1	0,028	12,00	0,336
2	0,028	00,00	0,00
	$\Sigma=0,056$		$\Sigma=0,336$

Fuente: elaboración propia.

$$Y_{cc} = (\sum Y_i * R) / R * E \quad Y_{cc} = 0,336/0,056 = 6 \text{ m}$$

Tabla LXXXVII. **Centro de corte en muro, sentido X**

Muro	R*E	X <sub>1</sub>	X <sub>1</sub> *R
1	0,032	00,00	0,00
2	0,032	20,00	0,64
	Σ= 0,064		Σ=0,74

Fuente: elaboración propia.

$$X_{cc} = (\sum X_i * R) / R * E \quad X_{cc} = 0,74/0,074 = 10 \text{ m}$$

Nota: las sumatorias se efectúan tomando en cuenta los muros correspondientes a cada sentido

- Centro de masa

Se calcula para todos los muros y sirve para calcular la excentricidad de las fuerzas que actúan en la estructura.

Tabla LXXXVIII. **Centro de masa en muro**

Muros	l <sub>m</sub> (m)	X <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	X <sub>i</sub> *l <sub>m</sub>	Y <sub>i</sub> *l <sub>m</sub>
1	20	10	12	200	240
2	20	10	0	200	0
3	12	0	6	0	72
4	12	20	6	240	72
	Σ = 64			Σ = 640	Σ = 384

Fuente: elaboración propia.

$$Y_{cc} = (\sum Y_i * I_m) / \sum I_m \Rightarrow 640,00/64,00 = 10,00 \text{ m}$$

$$X_{cc} = (\sum X_i * I_m) / \sum I_m \Rightarrow 384,00/64,00 = 6,00 \text{ m}$$

- Centro de masa de techos

Se asume el centro geométrico igual al centro de masa:

$$Y_{cct} = 10,00 \text{ m}$$

$$X_{cct} = 6,00 \text{ m}$$

- Peso de techo (WTT).

Costaneras:

- $PTc = \text{Peso} \times \text{longitud} \times \text{No. de costaneras}$
- $PTc = 2,69 \text{ kg/m} \times 21 \times 10 = 564,90 \text{ kg}$

Láminas:

- $PTI = \text{Peso} \times \text{área} \times \text{No. de láminas}$
- $PTI = 0,000398 \text{ kg/m}^2 \times 22909,89 \text{ cm}^2 \times 112 = 1069,82 \text{ Kg}$

$$\text{Sobrecarga} = 25 \text{ Kg/m}^2 \times 160 \text{ m}^2 = 4000 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total de techo} = WTT = 564,90 + 1069,82 + 4000 = 5627,72 \text{ kg}$$

Peso de muros (WTM). Al utilizar las longitudes, tomadas en el cálculo de rigidez con un módulo de mampostería para *block* = 300kg/m<sup>2</sup>, se procede a calcular el peso de los muros con la siguiente fórmula:

$$P_m = \left(300 \frac{kg}{m^2}\right) * h_m * L_m$$

Tabla LXXXIX. **Peso de muros**

Muro	Block (Kg/m <sup>2</sup> )	h <sub>m</sub> (m)	L <sub>m</sub> (m)	P <sub>m</sub> (Kg)
1	300	4,5	20	27 000
2	300	4,5	20	27 000
3	300	4,5	12	16 200
4	300	4,5	12	16 200
				Σ= 86 400

Fuente: elaboración propia.

$$\text{Peso total} = WT = WTT + WTM = 5\,627,72 + 86\,400 = 92\,027,72 \text{ kg}$$

$$X_{CM} = \frac{X_{CC} * WTT + X_{CC} * WTM}{WT} \Rightarrow \frac{6 * 5\,627,72 + 6 * 86\,400}{92\,027,72} = 6 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{Y_{CC} * WTT + Y_{CC} * WTM}{WT} \Rightarrow \frac{10 * 5\,627,72 + 10 * 86\,400}{92\,027,72} = 10 \text{ m}$$

Esto se hace para tener un solo centro de masa y compararlo con el centro de corte.

- Carga lateral: por SEAOC para estructuras de un nivel, el corte basal  $V_b = 0,1 * WT$ :

$$WT = \text{Peso total} = WTT + WTM + 0,25CV$$

$$WTT = 5\,627,72 \text{ kg}$$

$$CV = 0,25 (160 \text{ m}^2)(50 \text{ kg/ m}^2) = 2\ 000 \text{ kg}$$

$$WTM = \text{peso total de los muros} = 86\ 400 \text{ kg}$$

$$WT = 92\ 027,72 \text{ kg}$$

$$V_b = 0,1WT = 0,1 (92\ 027,72) = 9\ 202,77 \text{ kg}$$

El periodo natural fundamental de una estructura es el tiempo necesario para que una estructura vibre, durante un ciclo completo de respuesta, cuando se libera desde una posición correspondiente al modo fundamental. El periodo obtenido depende de la rigidez de los elementos estructurales y la masa de la estructura. Para simplificar el proceso se usará la expresión:

$$T = \frac{0,12h_m}{\sqrt{L_m}}$$

Los periodos naturales de vibración de la estructura se calculan para los muros en las direcciones X y Y.

Fuerza por nivel. Si la estructura es de un nivel, la magnitud de la fuerza por nivel será igual a la fuerza total lateral  $V_b$ .

La fuerza concentrada en la cúspide se determina como se verá a continuación y debe cumplir con las condiciones dadas en la sección I (E) del código SEAOC:

- Si  $T < 0,25$  segundos:  $F_t = 0$
- Si  $T \geq 0,25$  segundos:  $F_t = 0,07 (T) (V_b)$

$$T_x = \frac{0,12 * 4,5}{\sqrt{20}} = 0,12 < 0,25 \rightarrow ft = 0$$

$$T_y = \frac{0,12 * 4,5}{\sqrt{12}} = 0,17 < 0,25 \rightarrow ft = 0$$

Cálculo del momento de volteo cuando Ft = 0:

$$P_x = P_y = V_b = 9202,77 \text{ kg}$$

\* Se toma la pared más alta para el momento de volteo.

- $M_v = \text{momento de volteo} = V_b \text{ (hm)} = 9\ 202,77 \text{ kg} * (4,50\text{m}) = 41\ 412,46\text{kg.m}$

Excentricidades de la carga lateral:

Con sismo en X:

- $e_y = Y_{cm} - Y_{cc} = 10,00 \text{ m} - 10,00 \text{ m} = 0$
- $e_{min} = 0,05 * 12,00 = 0,60 \text{ m}$
- $T_{px} = 9\ 202,77 \text{ kg} * 0,60 \text{ m} = 5\ 521,66 \text{ kg-m}$

Con sismo en Y:

- $e_x = X_{cm} - X_{cc} = 6,00 \text{ m} - 6,00 \text{ m} = 0$
- $e_{min} = 0,05 * 20,00 = 1,00 \text{ m}$
- $T_{py} = 9\ 202,77 \text{ kg} * 1,00 \text{ m} = 9\ 202,77 \text{ kg-m}$

Distribución de carga lateral:

$$J_{p1} = \sum R_x Y_{cc}^2 + \sum R_y X_{cc}^2$$

$$J_{p2} = \sum R_x Y_{cc}^2 + \sum R_y X_{cc}^2$$

$$F_x = \frac{P_x R_x}{\sum R_x} + \frac{T_{px} R_x Y_{cc}}{J_p} \quad \text{y} \quad F_y = \frac{P_x R_y}{\sum R_y} + \frac{T_{py} R_y X_{cc}}{J_p}$$

Tabla XC. **Distribución de carga lateral, sentido Y**

Muro	P <sub>x</sub>	R <sub>x</sub>	Y <sub>cc</sub>	R <sub>x</sub> *Y <sub>cc</sub> <sup>2</sup>	T <sub>px</sub>	(Y*R <sub>x</sub> /J <sub>p</sub> )*T <sub>px</sub>	F <sub>i</sub> (kg)
1	9202,77	0,032	10	3,2	5521,66	210,29	4811,68
2	9202,77	0,032	-10	3,2	5521,66	-210,29	4391,10
		Σ=0,064		Σ=6,4			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCI. **Distribución de carga lateral, sentido X**

Muro	P <sub>y</sub>	R <sub>y</sub>	X <sub>cc</sub>	R <sub>y</sub> *X <sub>cc</sub> <sup>2</sup>	T <sub>py</sub>	(X*R <sub>y</sub> /J <sub>p</sub> )*T <sub>py</sub>	F <sub>i</sub> (kg)
3	9202,77	0,028	6	1,001	9202,77	184,01	4785,36
4	9202,77	0,028	-6	1,001	9202,77	-184,01	4417,34
		Σ=0,056		Σ=2,002			

Fuente: elaboración propia.

- Distribución del momento de volteo

Con el valor de la carga total de la estructura y su altura (o una altura promedio) se calcula el momento de volteo total (MV), luego se distribuye este momento en cada muro.

- $M_v = 41412,46 \text{ kg}\cdot\text{m}$
- $M_{vi} = (R_i / \Sigma R) * M_v$ ; para cada sentido
- Sentido Y:  $M_{vi} = (0,028 / 0,056) * 41412,46 = 14935,34 \text{ kg}\cdot\text{m}$
- Sentido X:  $M_{vi} = (0,032 / 0,064) * 41412,46 = 14935,34 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Tabla XCII. **Distribución del momento de volteo, sentido Y**

Sentido	Muro	$R_y$	$M_{vi} \text{ (kg}\cdot\text{m)}$
Y	1	0,028	20706,23
Y	2	0,028	20706,23
		$\Sigma = 0,056$	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCIII. **Distribución del momento de volteo, sentido X**

Sentido	Muro	$R_y$	$M_{vi} \text{ (kg}\cdot\text{m)}$
X	3	0,032	20706,23
X	4	0,032	20706,23
		$\Sigma = 0,064$	

Fuente: elaboración propia.

- Diseño a flexión

Para el diseño de los muros a flexión se sigue el procedimiento siguiente:

Calcular:

$$F_m = 0,33 * f'_m$$

$$f_m = M / S_m$$

Donde:

- $F_m$  = esfuerzo permisible de la mampostería a flexión
- $f_m$  = esfuerzo producido por las cargas
- $f'_m$  = resistencia a la compresión de la mampostería
- $f'_m = 35 \text{ kg/cm}^2$

$$S_m = (1 / 6) * t_m * l_m^2 = (1 / 6) * (15) * (2\ 000)^2 = 10\ 000\ 000,00$$

$$= (1 / 6) * (15) * (1\ 200)^2 = 3\ 600\ 000,00$$

$$F_m = 0,33 * 35 = 11,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 20,706,23 \text{ kg-m} = 2,070,623,00 \text{ kg-cm}$$

Tabla XCIV. **Diseño a flexión de los muros**

Muro	Momento Kg-cm	Largo (lm) cm	Ancho (tm) Cm	$f_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$F_m$ kg/cm <sup>2</sup>
1	2 070 623,00	2 000	15	0,207	11,55
2	2 070 623,00	2 000	15	0,207	11,55
3	2 070 623,00	1 200	15	0,575	11,55
4	2 070 623,00	1 200	15	0,575	11,55

Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar en la tabla anterior, los esfuerzos producidos por las cargas ( $f_m$ ) son menores que los esfuerzos permisibles de la mampostería a flexión ( $F_m$ ), por lo tanto se diseñarán los muros con el refuerzo mínimo.

- Diseño a corte

El refuerzo a corte lo constituyen las soleras o refuerzo horizontal.

Si  $f_v < F_v \rightarrow$  se utiliza refuerzo mínimo

Si  $f_v > F_v \rightarrow$  se calcula el refuerzo.

A continuación se muestra el procedimiento de análisis para el muro 1. Se inicia por calcular el esfuerzo de corte actuante  $f_v$ , en donde la fuerza de cortante debe incrementarse un 50 % si corresponde al análisis de fuerza de sismo.

$$f_v = 1,5 * \frac{V}{l_m * t_m} \cong 1,5 * \frac{4\,811,68}{2\,000 * 15} = 0,240 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora se calcula el esfuerzo de corte admisible  $F_v$ :

$$F_v = k * \sqrt{f_m} = 0,3 * \sqrt{35} = 1,77 \text{ kg/cm}^2$$

Se observa que:  $f_v < F_v \rightarrow$  se utiliza refuerzo mínimo.

Tabla XCV. **Resultados del diseño a corte de los muros en ambos sentidos**

Muros	Sentido	Corte (Vs)	Largo $l_m$ (cm)	Ancho $t_m$ (cm)	$F_v$	$f_v$
1	X	4 811,68	2 000	15	1,77	0,240
2	X	4 391,10	2 000	15	1,77	0,219
3	Y	4 785,36	1 200	15	1,77	0,239
4	y	4 417,34	1 200	15	1,77	0,220

Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar, todos los valores de  $f_v$  son mucho menores que  $F_v$ , por lo que se diseñan los muros con refuerzo mínimo.

Refuerzos mínimos, según FHA:

- $AS_{minv} = 0,0008 * t_m * L_m$
- $AS_{minh} = 0,0015 * t_m * h_m$

Según ACI 531:

- $AS_{minv} = 0,0007 t_m L_m$
- $AS_{minh} = 0,0013 t_m h_m$

Se utilizará el criterio de ACI 531, con  $t_m = 15$  cm. En la siguiente tabla se presentan los resultados de los refuerzos mínimos horizontal y vertical:

Tabla XCVI. **Resultado de refuerzo horizontal y vertical de los muros**

Muro	Espeso $t_m$ (cm)	Altura $h_m$ (cm)	Largo $l_m$ (cm)	Refuerzo horizontal ( $cm^2$ )	Refuerzo vertical ( $cm^2$ )
1	15	450	2 000	8,78	21
2	15	450	2 000	8,78	21
3	15	450	1 200	8,78	12,6
4	15	450	1 200	8,78	12,6
5	15	350	330	6,83	3,47
6	15	350	330	6,83	3,47
7	15	350	180	6,83	1,89
8	15	350	180	6,83	1,89

Fuente: elaboración propia.

Antes de colocar el refuerzo en las columnas, es necesaria la revisión del momento de volteo en el sentido X o sea en los muros 3 y 4, así como en el sentido Y de los muros 1 y 2, y en los demás muros, 6 al 8, no es necesaria la revisión de momento de volteo por el área de acero, ya que son las mínimas y las más críticas para los demás muros.

Seguidamente, se toma la base de las columnas y se multiplica a lo largo de todo el muro (para este caso se analizará el muro crítico 2, el cual tiene 6 columnas), de la siguiente manera:

$M_v = 20\,706,23\text{kg}\cdot\text{m}$  (tomado de las tablas XVII y XVIII):

- $f'_c = 210\text{ kg/cm}^2$
- $b = 20\text{ cm} * 6\text{ col} = 120\text{ cm}$  (se proponen columnas de  $40 \times 20\text{ cms}$ )
- $F'_y = 2\,810\text{ kg/cm}^2$
- $d = 17\text{ cm}$

$$A_s = \left[ b * d - \sqrt{\frac{(b * d)^2 - (M_u * b)}{0,003825 * f'_c}} \right] * 0,85 \frac{f'_c}{F_y}$$

$$A_s = \left[ 120 * 17 - \sqrt{\frac{(120 * 17)^2 - (20\,706,23 * 120)}{0,003825 * 210}} \right] * 0,85 \frac{210}{2810}$$

$$A_{s\text{ req}} = 37,81\text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ min}} = 21\text{ cm}^2 \text{ (tomado de la tabla XXII)}$$

Se propone un refuerzo de 6 no. 3. A lo largo del muro hay 6 columnas, es decir  $6 \times 6$  varillas = 36 varillas.

Entonces, se tiene  $36 \times 0,71$  (área de acero de varilla No. 3) =  $25,56\text{ cm}^2$ . Se comprueba que 6 No. 3 cubren el área de acero, y se tendrán estribos No. 2 @15 cm.

Para el refuerzo horizontal (como se comprobó en la tabla XX, este refuerzo será mínimo) y se procede de la siguiente forma:

$$As_{\min} = 8,78 \text{ cm}^2$$

Se propone un refuerzo de 4 No. 3. A lo largo del muro hay 4 soleras, es decir 4 x 4 varillas = 16 varillas.

Entonces, se tiene  $16 \times 0,71$  (área acero varilla No. 3) = 11,36 cm<sup>2</sup>. Se comprueba que 4 No. 3 cubren el área de acero, y se tendrán estribos No. 2 @ 15 cm.

La distribución del refuerzo horizontal y vertical para los muros se muestra en los planos de cimientos, columnas, zapatas y techos.

- Diseño de cimentación

Los cimientos son elementos de la estructura destinados a recibir las cargas propias y las aplicadas exteriormente a la misma. Estos, a su vez, transmiten la acción de las cargas sobre el suelo. Para el proyecto de salón comunal se realiza la revisión de la cimentación propuesta.

Datos:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 \text{ tonelada} = 1000 \text{ kg}$$

$$Vs = \text{valor soporte del suelo} = 12\,000 \text{ kg/m}^2 = 12 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_s = \text{peso específico del suelo} = 1\,150 \text{ kg/m}^3 = 1,15 \text{ ton/ m}^3$$

$$\gamma_c = \text{peso específico del concreto} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 2,4 \text{ ton/ m}^3$$

Fcu = factor de carga última = 1,5

Pu = peso último aproximado de techo ≈ 2,0 ton

Se propone un área de zapata de 0,8 m<sup>2</sup>

- Análisis de suelos: verificación de presión sobre el suelo

Chequeo de la presión sobre el suelo:

Integración de cargas:

P<sub>TOT</sub> = P<sub>MURO</sub> + P<sub>SUELO</sub> + P<sub>CIMIENTO</sub> + W', calculado para una longitud

Unitaria de:

Au = 1,00 metro.

PMURO = Peso del muro = h \* t \* Au \* γ<sub>conc.</sub> = 5,3 \* 0,15 \* 1. \* 2,4 = 1,60 ton

PSUELO = Peso del suelo = Az \* γ<sub>s</sub> = 1,0 \* 0,8 \* 1,15 = 1 ton

PCIMIENTO = Peso del cimiento = Acim \* t \* γ<sub>conc.</sub> = 0,40 \* 0,20 \* 2,4 = 0,19 ton

W' = Carga de trabajo = W' \* Au = 1,00 \* 1,00 = 1,5 ton

P<sub>TOT</sub> = 1,60 + 1,00 + 0,19 + 1,50 = 4,30 ton

La presión sobre el suelo será:

$$q_{MÁX} = 4,30 / 0,4 = 10,75 \text{ ton/m}^2,$$

$$q_{MÁX} < V_s = 10,75 \text{ ton/m}^2 < 12 \text{ T/m}^2$$

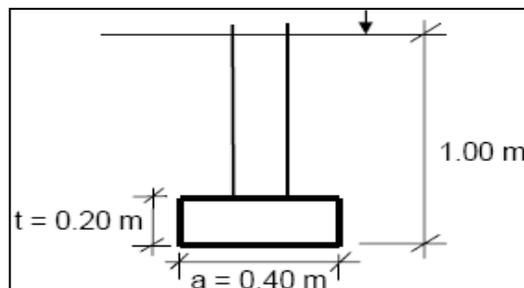
La distribución de presión es uniforme, no existen presiones de tensión en el suelo. Y como esta es constante, entonces:  $q_{DIS} = q_{MÁX}$ , obteniendo:

$$q_{DIS,MÁX} = q_{DIS} * F_{cu} = q_{MÁX} * F_{cu} = 10,75 * 1,50 = 16,13 \text{ ton/m}^2$$

- Diseño de cimiento corrido

Este diseño se ve a continuación:

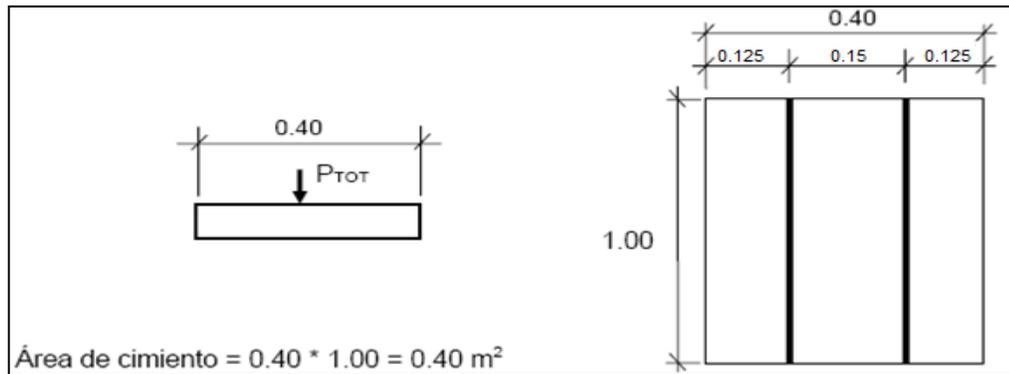
Figura 72. **Cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Se tomará como base para el chequeo  $1,00 \text{ m}$  de cimiento como una longitud unitaria, con una carga de trabajo de  $1,50 \text{ ton /m} = W'$ .

Figura 73. **Planta de cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Chequeo por corte simple del cimiento corrido

Datos:

$t = 20 \text{ cm}$

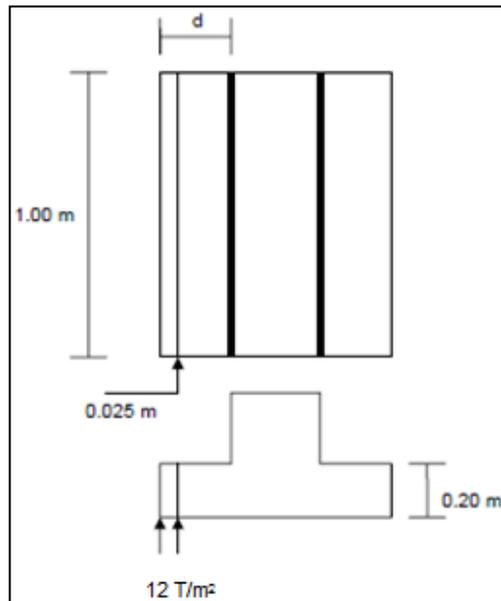
Varillas de diámetro = No. 3

Recubrimiento = 7,5 cm

$d = t - \text{recubrimiento} - \Phi/2$

$d = 20 - 7,5 - 0,95 / 2 = 12,02 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$

Figura 74. **Planta y elevación de cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Calculando:

$V_{act} = \text{corte actuante}$

$$V_{act} = 0,025 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * q_{DIS.MÁX}$$

$$V_{act} = 0,025 \text{ m}^2 * 16,13 = 0,403 \text{ ton}$$

Calculando  $V_R = \text{corte resistente}$

$$R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * (100 * 12) / 1000 = 7,83 \text{ ton} > 0,475 \text{ ton}$$

- Chequeo por flexión

La sección crítica por flexión para cimientos corridos en muros se da como se muestra en la figura 22. El momento último será:

$$Mu = \frac{q_{dis\ max} * L^2 * Au}{2} = \frac{16,13 * 0,105^2 * 1}{2} = 0,088\ Ton - m = 88,91\ kg - m$$

El área de acero se calcula de la siguiente forma:

Datos

$$Mu = 88,91\ kg-m$$

$$B = 40\ cm$$

$$D = 12\ cm$$

$$F'c = 210\ kg/cm^2$$

$$F'y = 2\ 810\ kg/cm^2$$

$$A_s = \left[ b * d - \sqrt{\frac{(b * d)^2 - (Mu * b)}{0,003825 * f'_c}} \right] * 0,85 \frac{f'_c}{F_y}$$

$$A_s = \left[ 40 * 12 - \sqrt{\frac{(40 * 12)^2 - (88,91 * 40)}{0,003825 * 210}} \right] * 0,85 \frac{210}{2\ 810} = 0,30\ cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{14,1}{2\ 810} * 40 * 12 = 2,41\ cm^2$$

Por lo tanto, se colocará  $A_{s\ min}$ . con 3 var. No. 4 corridos.

Para el espaciamiento de los eslabones se usará la fórmula  $S = A_v / A_s$ ; donde:  $S < 0,45\ m$ . Usando varilla No. 2 se tiene  $S = 0,32 / 2,41 = 0,15\ m$ .

- Diseño de zapata

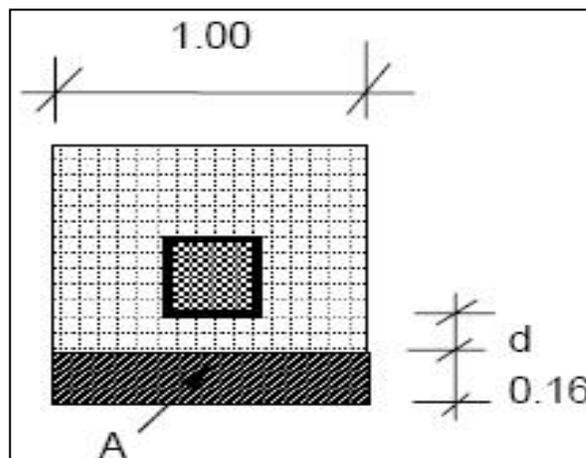
Dimensionada el área se procede a dimensionar el espesor de la zapata, con base en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor que 0,075 m. y que el peralte efectivo sea mayor que 0,15 m.

Considerando lo anterior, se asume  $t = 0,30$  m. donde  $t$  es el espesor. Luego se hacen los chequeos de corte simple y punzonamiento causado por la columna y las cargas actuantes.

- Chequeo por corte simple

La falla de la zapata por esfuerzo cortante ocurre a una distancia igual a  $d$  (peralte efectivo) del borde de la columna, por tal razón se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante, esto se hace de la forma indicada a continuación:

Figura 75. **Planta de zapata**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

$$d = t - \text{recubrimiento} - (\varphi / 2)$$

$$d = 30 - 7,5 - (1,59 / 2) = 21,7 \text{ cm}$$

Vact = corte actuante:

$$Vact = \text{área ashurada} * q_u$$

$$Vact = (1,00 * 0,16) * 19 = 3,04 \text{ Ton}$$

VR = corte simple resistente:

$$VR = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

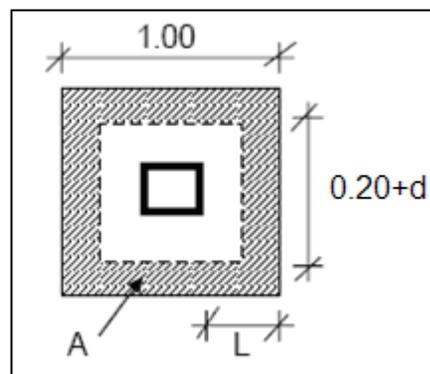
$$VR = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 21,7$$

$$VR = 14,17 \text{ Ton.} > Vact \rightarrow \text{sí chequea}$$

- Chequeo por corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen en el perímetro de la misma. El límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a  $d/2$  del perímetro de la columna.

Figura 76. **Planta de chequeo por punzonamiento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Área ashurada = Área de punzonamiento

$$V_{act} = (A_z - A_{ashurada}) * q_u$$

$$V_{act} = (1,00^2 - 0,47^2) * 16,13 = 13,28 \text{ Ton}$$

$$V_R = 0,85 * 1,06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$b_o = 4 * (25 + d) = 4 * (25 + 21,7) = 186,8 \text{ cm}$$

$$V_R = (0,85 * 1,06 * \sqrt{210} * 186,8 * 21,7) / 1000$$

$$V_R = 52,93 \text{ Ton} > V_{act} \rightarrow \text{sí chequea}$$

- Diseño de refuerzo

El empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapata, por tal razón es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos. Esto se hace de la manera siguiente:

El momento último se define tomando la losa en voladizo con la fórmula:

$M_u = q_u * L^2 / 2 = 16,13 * (0,375)^2 / 2 = 1,13 \text{ Ton-m}$ , donde L es la distancia medida del rostro de la columna al final de la zapata.

El área de acero se define por la fórmula:

Datos:

$$Mu = 1,13 \text{ Ton-m} = 1130 \text{ Kg-m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 21,7 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg / cm}^2$$

$$Fy = 2,810 \text{ kg / cm}^2$$

$$A_s = \left[ b * d - \sqrt{\frac{(b * d)^2 - (Mu * b)}{0,003825 * f'_c}} \right] * 0,85 \frac{f'_c}{Fy}$$

$$A_s = \left[ 100 * 21,7 - \sqrt{\frac{(100 * 21,7)^2 - (1130 * 100)}{0,003825 * 210}} \right] * 0,85 \frac{210}{2810} = 34,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f'y} * b * d \Rightarrow \frac{14,1}{2810} * 100 * 21,7 = 10,88 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s < A_{s_{min}}$ , entonces se colocará acero mínimo, que es  $10,88 \text{ cm}^2$ .

El espaciamiento entre varillas de refuerzo está definido por:  $S = Av / A_s$ ; donde  $S < 0,45 \text{ m}$ . Usando varilla No. 4 se tiene  $S = 1,30 / 10,88 = 0,12 \text{ m}$ . Por seguridad se usará un  $S = 0,10 \text{ m}$ .

El armado será de 6 varillas No. 4 @  $0,10 \text{ m}$ . en ambos sentidos.

- Instalaciones eléctricas

La instalación eléctrica consistirá en dos circuitos de iluminación con la instalación eléctrica, que consistirá en dos circuitos de iluminación con ocho

unidades de lámparas fluorescentes y dos circuitos de fuerza con diez unidades que constan de tomacorrientes dobles. Estas unidades se distribuyeron según el espacio del salón (ver planos en apéndices).

- Elaboración de planos de construcción

Después de realizar los procedimientos descritos en la sección anterior, es necesario plasmar los resultados en planos. Estos son representaciones gráficas que detallan todas las partes y los trabajos a realizar en el proyecto. Sirven para presupuestar, contratar y construir los diferentes elementos del mismo. Los planos elaborados para el salón comunal de caserío El Obraje, aldea San Juan Sálamo, Monjas, Jalapa, son:

- Plano de ubicación y localización
  - Planta arquitectónica y acotado
  - Elevaciones y sección
  - Plantas de acabados y techos
  - Planta de cimentación, columnas + detalles constructivos
  - Planta de instalación de agua potable y drenaje
  - Planta de instalación eléctrica, fuerza e iluminación
  - Planta de techo
  - Detalles de estructura de techos
  - Planta de electricidad
- 
- Presupuesto

El presupuesto es un documento que debe incluirse en el diseño de todo proyecto de ingeniería, ya que da a conocer al propietario si el mismo es rentable, posible y conveniente en su ejecución. En este caso se integró por

precios unitarios cada renglón de trabajo, aplicando el criterio de precios de materiales que se cotizan en la región.

En la integración de costos del salón comunal del caserío El Obraje se consideraron los siguientes aspectos:

- Costos directos: la mano de obra calificada, no calificada y las prestaciones laborales aplicando un promedio de salarios que se pagan en la región.
- Costos indirectos: la supervisión técnica, costos de administración y la utilidad.
- Materiales: para el efecto se cotizaron de acuerdo al lugar y la fecha en que se realizó el estudio.

Tabla XCVII. Resumen del presupuesto del salón comunal

CUADRO RESUMEN					
PROYECTO:	DISEÑO DE SALON COMUNAL DE CASERIO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO, MONJAS, JALAPA				
UBICACIÓN:	CASERIO EL OBRAJE, ALDEA SAN JAUN SALAMO, MONJAS, JALAPA				
No.	Descripcion de Renglon	Unidad	Cantidad	Precion Unitario	Total
<b>1 TRABAJOS PRELIMINAREZ</b>					
1,1	Nivelacion Manuel	m2	267,55	Q 40,00	Q 10 701,90
1,2	Trazo y estaqueo	m2	87,60	Q 30,00	Q 2 628,00
<b>2 CIMENTACION</b>					
2,1	Excavacion para cimiento	m3	70,08	Q 60,00	Q 4 204,80
2,2	Relleno para cimientos	m3	35,04	Q 50,00	Q 1 752,00
2,3	Zapatas	U	14,00	Q 1 500,00	Q 21 000,00
2,4	Cimiento corrido	ml	87,60	Q 160,00	Q 14 016,00
2,5	Muro de cimentacion	m2	56,94	Q 155,00	Q 8 825,70
2,6	Solera Hidrofuga	ml	87,60	Q 165,00	Q 14 454,00
<b>3 MUROS Y COLUMNAS</b>					
3,1	Levantado de block cisado	m2	438,00	Q 163,00	Q 71 394,00
3,2	Columnas C1	U	14,00	Q 690,00	Q 9 660,00
3,3	Columnas C2	U	17,00	Q 543,00	Q 9 231,00
3,4	Columnas C3	U	8,00	Q 450,00	Q 3 600,00
3,5	Columnas C4	U	2,00	Q 950,00	Q 1 900,00
3,6	Viga mojinete	ml	67,60	Q 168,00	Q 11 356,80
3,7	Solera Intermedias	ml	202,80	Q 187,00	Q 37 923,60
<b>4 INSTALACION DE TECHO DE ESTRUCTURA</b>					
4,1	Tendales	U	36,00	Q 150,00	Q 5 400,00
4,2	Tijeras	U	4,00	Q 9 000,00	Q 36 000,00
4,3	Techado de laminas	m2	153,70	Q 145,00	Q 22 286,14
<b>5 INSTALACIONES ELECTRICAS</b>					
5,1	Acometida electrica	u	1,00	Q 3 500,00	Q 3 500,00
5,2	iluminacion, fuerza, especiales	u	20,00	Q 500,00	Q 10 000,00
<b>6 INSTALACION SANITARIAS HIDRAULICAS</b>					
6,1	Instalaciones tuberias sanitarias	ml	50,00	Q 94,00	Q 4 700,00
6,2	Instalaciones tuberias hidraulicas	ml	48,00	Q 180,00	Q 8 640,00
6,3	Instalaciones tuberias aguas pluviales	ml	180,00	Q 100,00	Q 18 000,00
<b>7 ACABADOS</b>					
7,1	Instalacion de pisos	m2	267,55	Q 305,00	Q 81 602,75
7,2	Puertas	U	5,00	Q 1 900,00	Q 9 500,00
7,3	Porton de ingreso	U	1,00	Q 8 045,00	Q 8 045,00
7,4	ventanas	m2	47,04	Q 321,00	Q 15 099,84
<b>TOTAL</b>					<b>Q 445 421,53</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCVIII. Resumen del presupuesto del edificio municipal

CUADRO RESUMEN						
<b>PROYECTO:</b>		<b>DISEÑO DE EDIFICIO DE LA MUNICIPALIDAD DE MONJAS</b>				
<b>UBICACIÓN:</b>		<b>MONJAS, JALAPA</b>				
No.	Descripción de Renglon	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total	
<b>1 TRABAJOS PRELIMINAREZ</b>						
1,1	Demolicion	m2	1318,10	Q 35,00	Q	46 133,50
1,2	Extraccion de material	m3	3295,25	Q 50,00	Q	164 762,50
1,3	Nivelacion Manual	m2	1318,10	Q 35,00	Q	46 133,50
1,4	Trazo y estaqueo	ml	1689,00	Q 28,00	Q	47 292,00
<b>2 CIMENTACION</b>						
2,1	Excavacion para cimiento	m3	422,25	Q 65,00	Q	27 446,25
2,2	Relleno para cimientos	m3	281,50	Q 50,00	Q	14 075,00
2,3	Zapatas	U	54,00	Q 4 250,00	Q	229 500,00
2,4	Vigas de amarre	ml	563,00	Q 1 500,00	Q	844 500,00
2,5	Pedestales	U	54,00	Q 982,00	Q	53 028,00
<b>3 MUROS Y COLUMNAS</b>						
3,1	Levantado de block cisado	m2	5033,22	Q 250,00	Q	1 258 305,00
3,2	Soleras intermedias y finales	ml	1101,00	Q 350,00	Q	385 350,00
3,2	Columnas C1	U	162,00	Q 4 250,00	Q	688 500,00
3,3	Columnas C2	U	255,00	Q 650,00	Q	165 750,00
3,4	Columnas C3	U	195,00	Q 455,00	Q	88 725,00
3,6	Vigas	ml	1689,00	Q 1 780,00	Q	3 006 420,00
3,7	Solera Intermedias	ml	5067,00	Q 380,00	Q	1 925 460,00
<b>4 LOSAS DE LOS 3 NIVELES</b>						
4,1	Fundicion de losas de primera losa, con un espesor t = 12 cm	m2	1318,10	Q 750,00	Q	988 575,00
4,2	Fundicion de losas de segunda losa, con un espesor t = 12 cm	m2	1300,00	Q 890,00	Q	1 157 000,00
4,3	Fundicion de losas de tercera losa, con un espesor t = 12 cm	m2	1300,00	Q 950,00	Q	1 235 000,00
<b>5 INSTALACIONES ELECTRICAS</b>						
5,1	Acometida electrica	u	9,00	Q 3 250,00	Q	29 250,00
5,2	iluminacion, fuerza, especiales	global	1,00	Q 385 000,00	Q	385 000,00
<b>6 INSTALACION SANITARIAS HIDRAULICAS</b>						
6,1	Instalaciones tuberias sanitarias	ml	280,00	Q 231,00	Q	64 680,00
6,2	Instalaciones tuberias hidraulicas	ml	290,00	Q 190,00	Q	55 100,00
6,3	Instalaciones tuberias aguas pluviales	ml	295,00	Q 138,00	Q	40 710,00
<b>7 ACABADOS</b>						
7,1	Instalacion de pisos	m2	227,70	Q 380,00	Q	86 526,00
7,2	Puertas	U	35,00	Q 1 800,00	Q	63 000,00
7,3	Porton de ingreso	U	1,00	Q 15 000,00	Q	15 000,00
7,4	ventanas	u	40,00	Q 2 800,00	Q	112 000,00
<b>TOTAL</b>					<b>Q</b>	<b>13 223 221,75</b>

Fuente: elaboración propia.



## CONCLUSIONES

1. Con la construcción del edificio municipal y el salón comunal mejorará la infraestructura del caserío El Obraje, aldea San Juan Sálamo, Monjas, Jalapa, y al mismo tiempo se contribuirá al desarrollo de dicho caserío.
2. El diseño del edificio de la municipalidad de Monjas y el salón comunal del caserío El Obraje, aldea San Juan Sálamo, Monjas, Jalapa, ha sido diseñado con respecto a las normas de construcción del ACI 318S-08 y para estructuras especiales resistentes a momentos, con base principalmente en el capítulo 6 de este código. Según estos requisitos, el edificio está diseñado para responder a las injerencias que en algún momento puedan provocar la inestabilidad de la estructura como sismos, vientos, entre otros.
3. Con base en la memoria de cálculo descrita en este Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) se elaboraron los planos y presupuestos necesarios para la ejecución del edificio municipal y el salón comunal.
4. La inversión para la construcción de la municipalidad de Monjas es de Q 13 223 221,75, según precios del mercado actuales. Este podrá variar de acuerdo con el incremento de precios al momento de ejecutar la obra. El costo por m<sup>2</sup> será de Q 3 374,99, siendo este un precio factible según el mercado de la construcción.
5. La inversión para la construcción del salón comunal del caserío El Obraje, aldea San Juan Sálamo, Monjas, Jalapa, es de Q 445 421,53,

según precios del mercado actuales. Este podrá variar de acuerdo con el incremento de precios al momento de ejecutar la obra. El costo por m<sup>2</sup> será de Q 1 664,82, siendo este un precio factible según el mercado de la construcción.

## RECOMENDACIONES

1. Brindar prioridad a los proyectos que ofrecen el mejoramiento de las condiciones de vida de la población y el desarrollo del municipio, tanto en el ámbito sanitario como socioeconómico.
2. Cumplir con las normas y especificaciones para la ejecución y supervisión de proyectos, tomando en cuenta la calidad de los materiales de construcción, con el fin de garantizar la vida útil de los proyectos.
3. Actualizar los precios de materiales, mano de obra y maquinaria, con el fin de mantener al día los costos del proyecto, con base en las constantes variaciones económicas.
4. Prever un fondo para el mantenimiento preventivo y correctivo que sea necesario, para que las edificaciones se mantengan en buen estado.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 75 p.
2. CABRERA SEIS, Jadenón Vinicio. *Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones I*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994. 155 p.
3. H. NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill, 2001. 722 p.
4. Instituto Americano del Concreto. *Requisitos del reglamento para concreto estructural*. Nueva York, Estados Unidos: ACI 318S-11, 2011. 541p.



## APÉNDICES

Apéndice 1. **Planos del edificio municipal**

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.



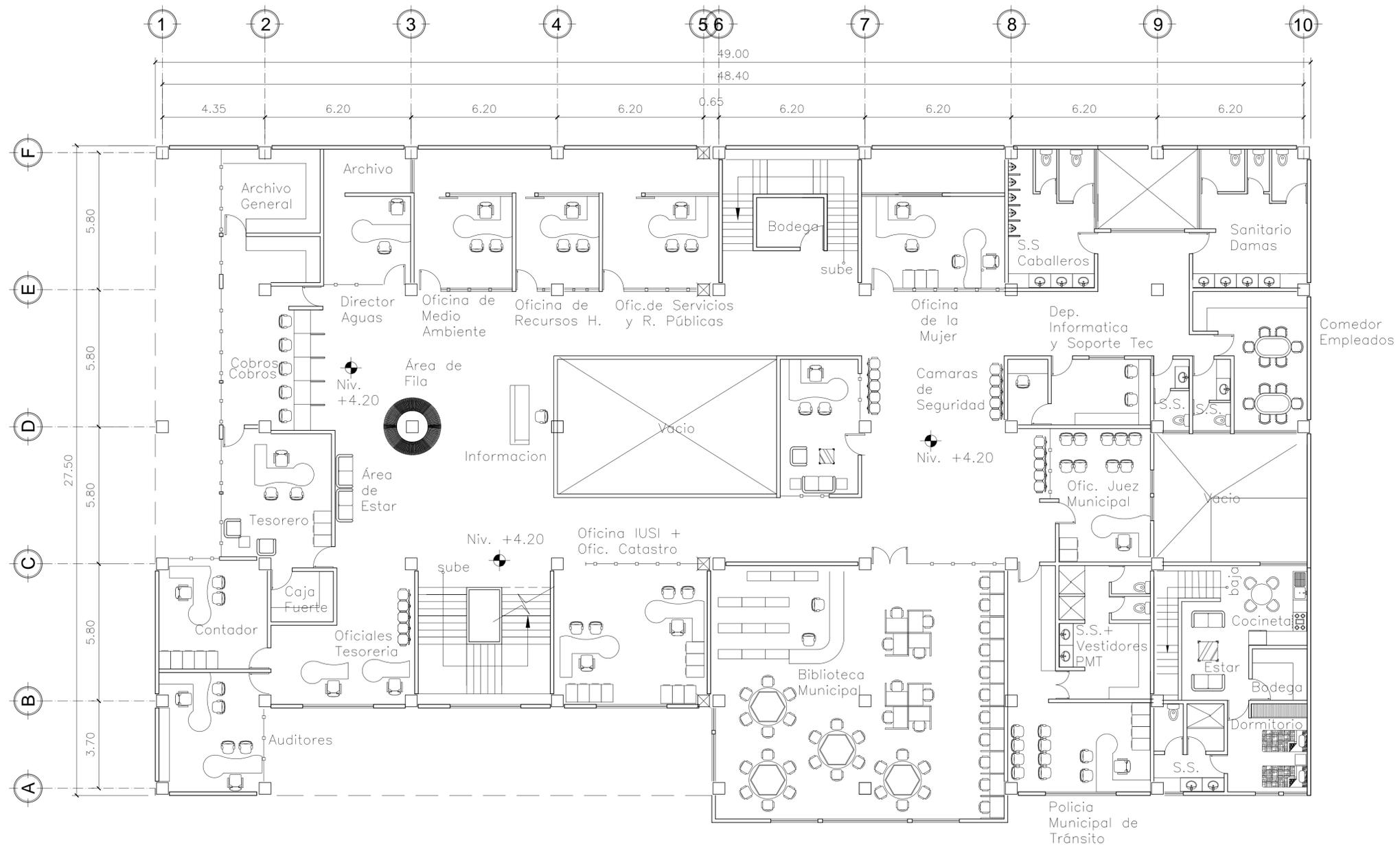


PLANTA ARQUITECTONICA  
PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/200



		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.		FORMATO No. 1 DE 28	
CONTENIDO: PLANTA ARQUITECTONICA	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DIBUJO: JORGE CARIAS
ING. ALFREDO VELAREAL ASESOR EPS			

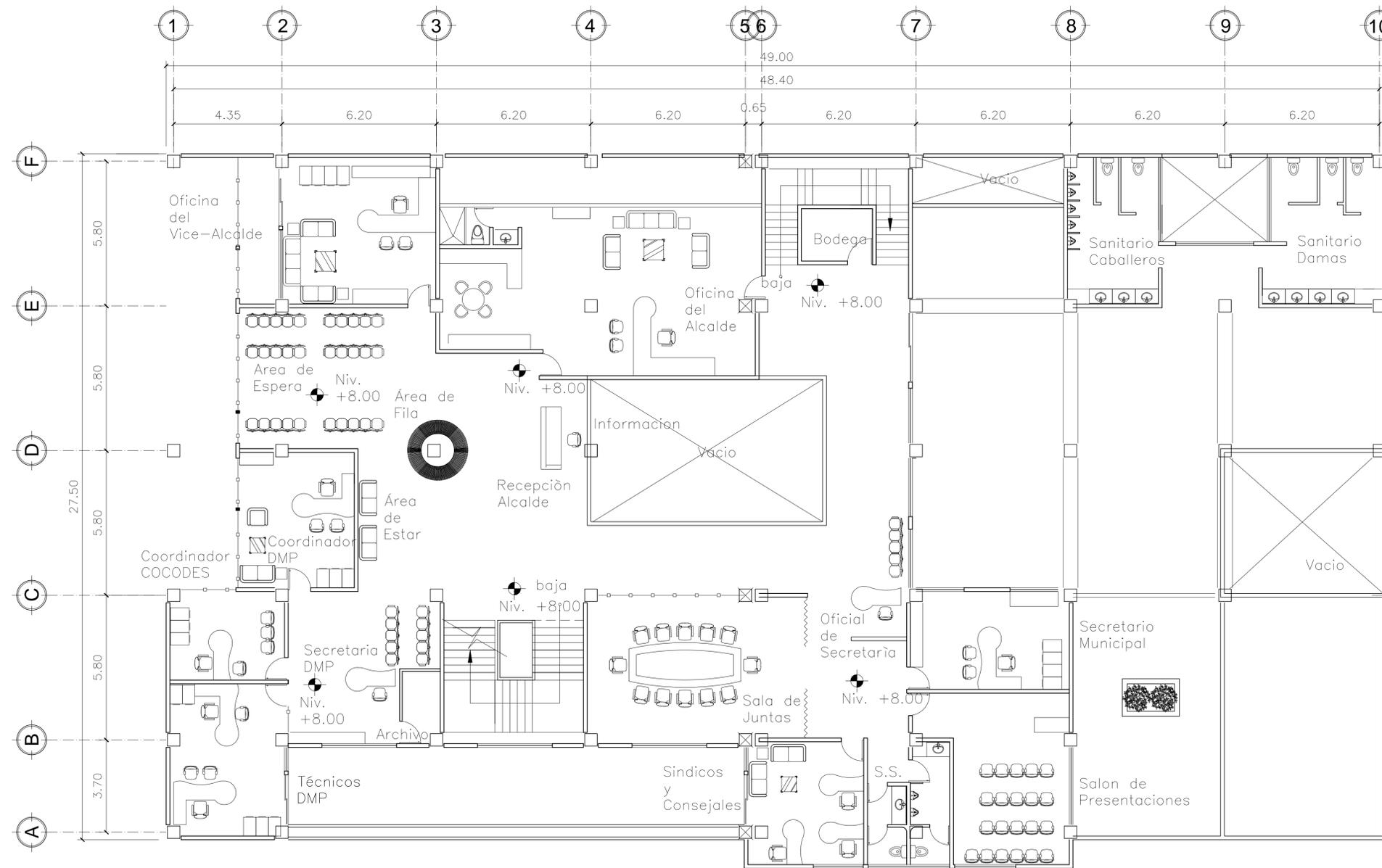


PLANTA ARQUITECTONICA  
SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/200



		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.			
CONTENIDO: PLANTA ARQUITECTONICA SEGUNDO NIVEL	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DIBUJO: JORGE CARIAS
FORMATO No.			2 DE 28
ING. ALFREDO VELAREAL ASESOR EPS			



PLANTA ARQUITECTONICA  
TERCER NIVEL

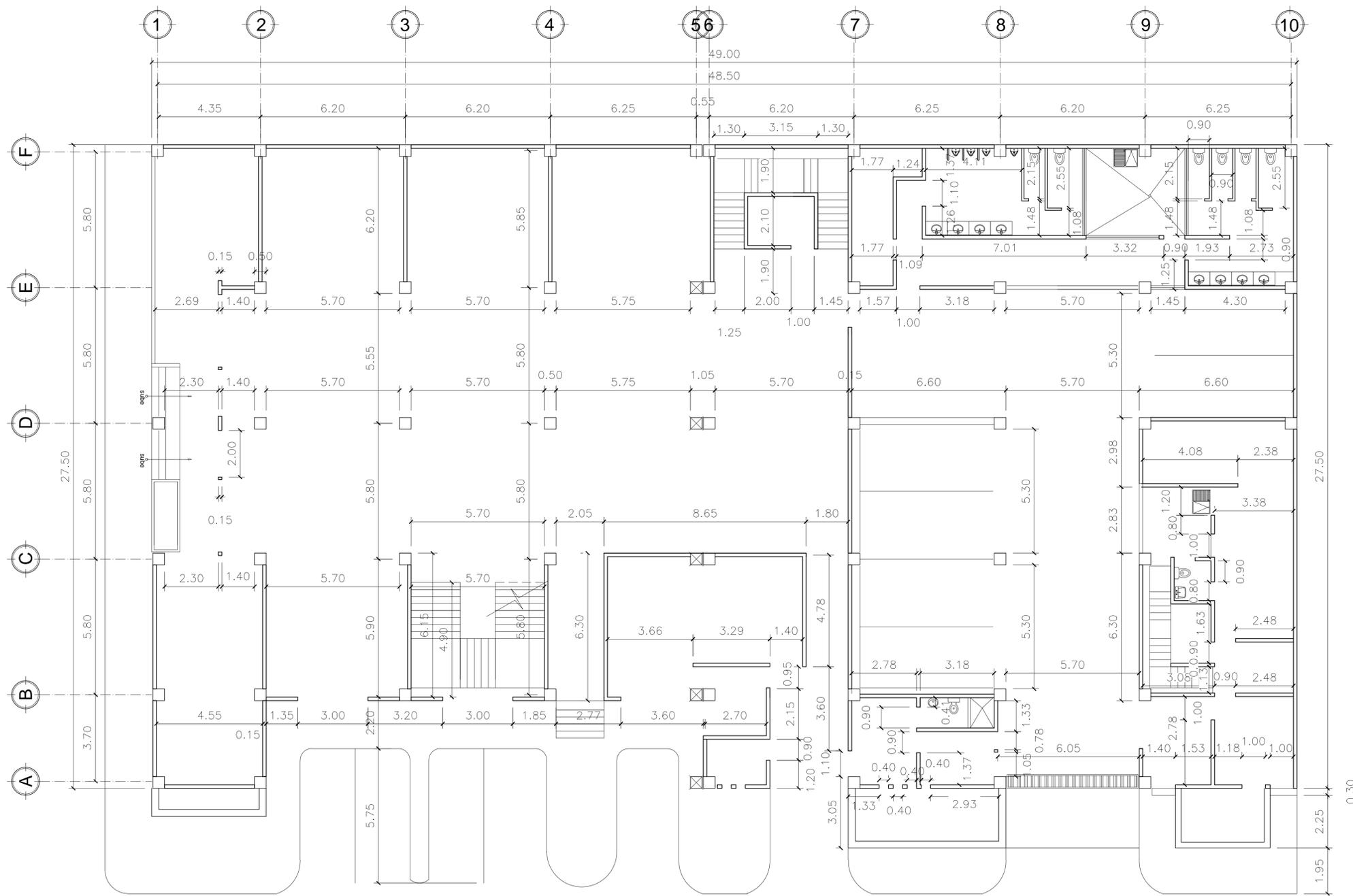
ESCALA: 1/200



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

CONTIENE: PLANTA ARQUITECTONICA TERCER NIVEL				FORMATO No.:
ESCALA: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DRUJO: JORGE CARIAS	3 DE 28
ING. ALFREDO VELAREAL ASESOR EPS				



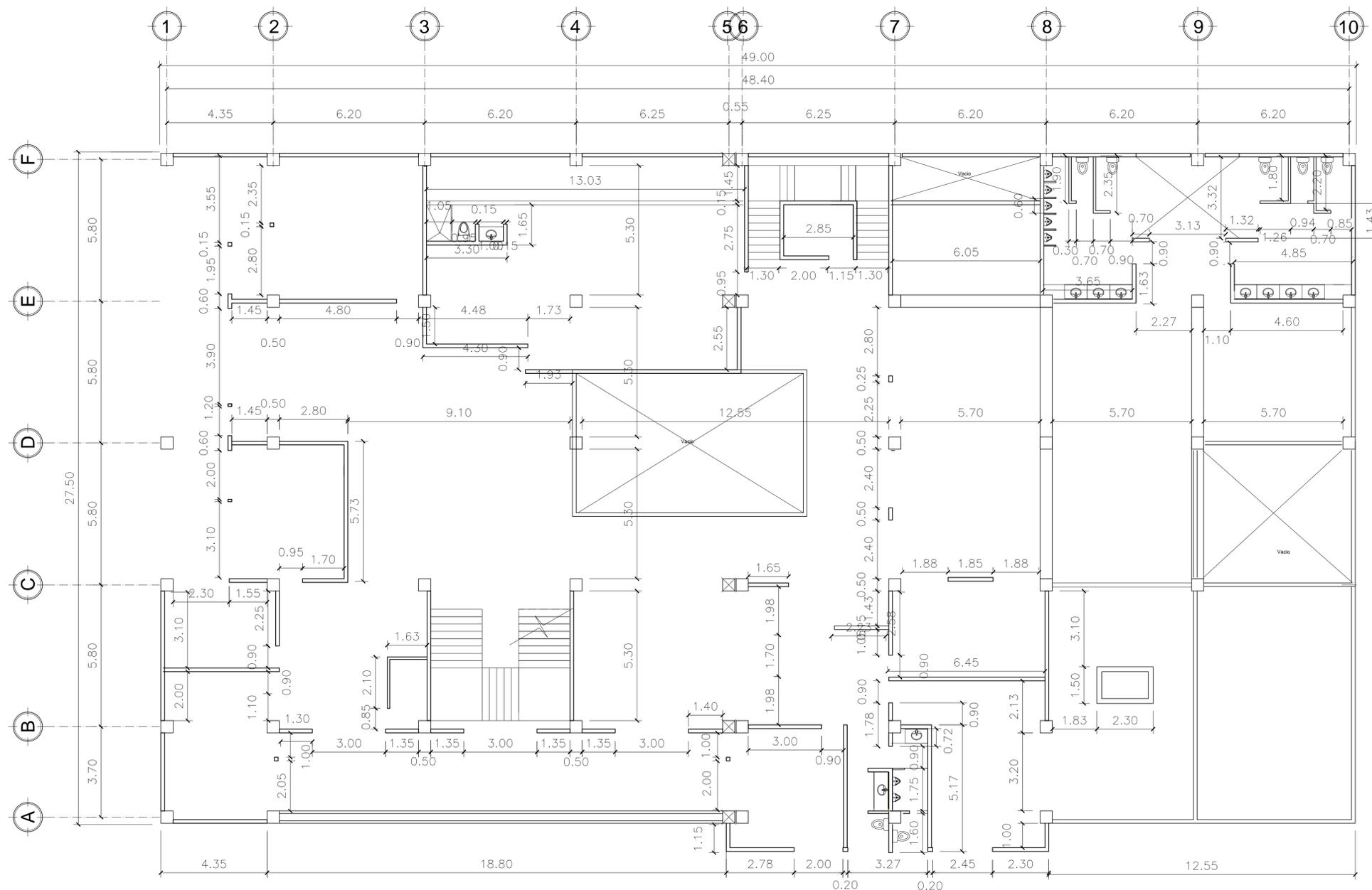
PLANTA ACOTADA  
PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/200



		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.			
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DIBUJO: JORGE CARIAS
			FORMATO No. 4 DE 28
ING. ALFREDO VELAZQUEZ ASESOR E.P.S.			





PLANTA ACOTADA  
TERCER NIVEL

ESCALA: 1/200

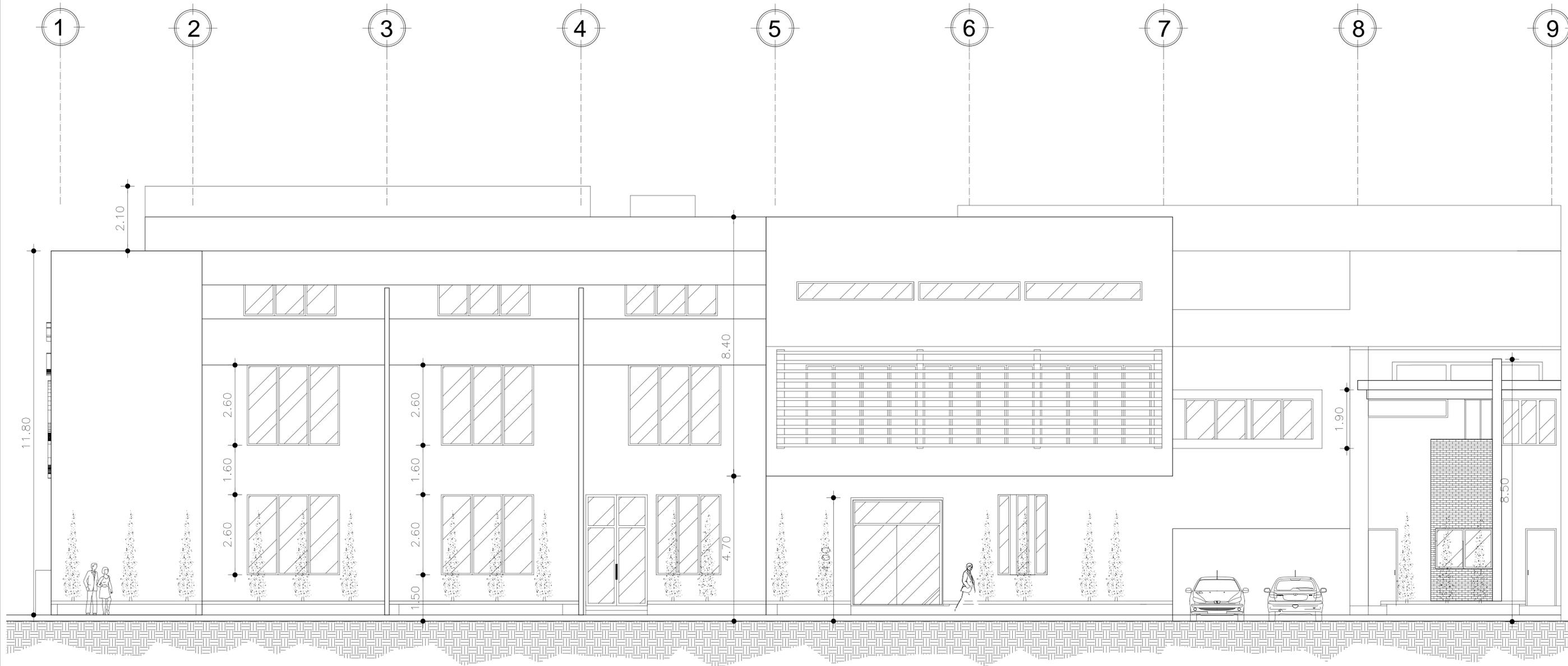


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

CONTENIDO:		PLANTA ACOTADA		FORMATO No.:
ESCALA:	FECHA:	DISEÑO:	DRUJO:	6 DE 28
INDICADAS	MARZO 2016	JORGE CARIAS	JORGE CARIAS	

ING. ALFREDO VELAREAL  
ASESOR EPS

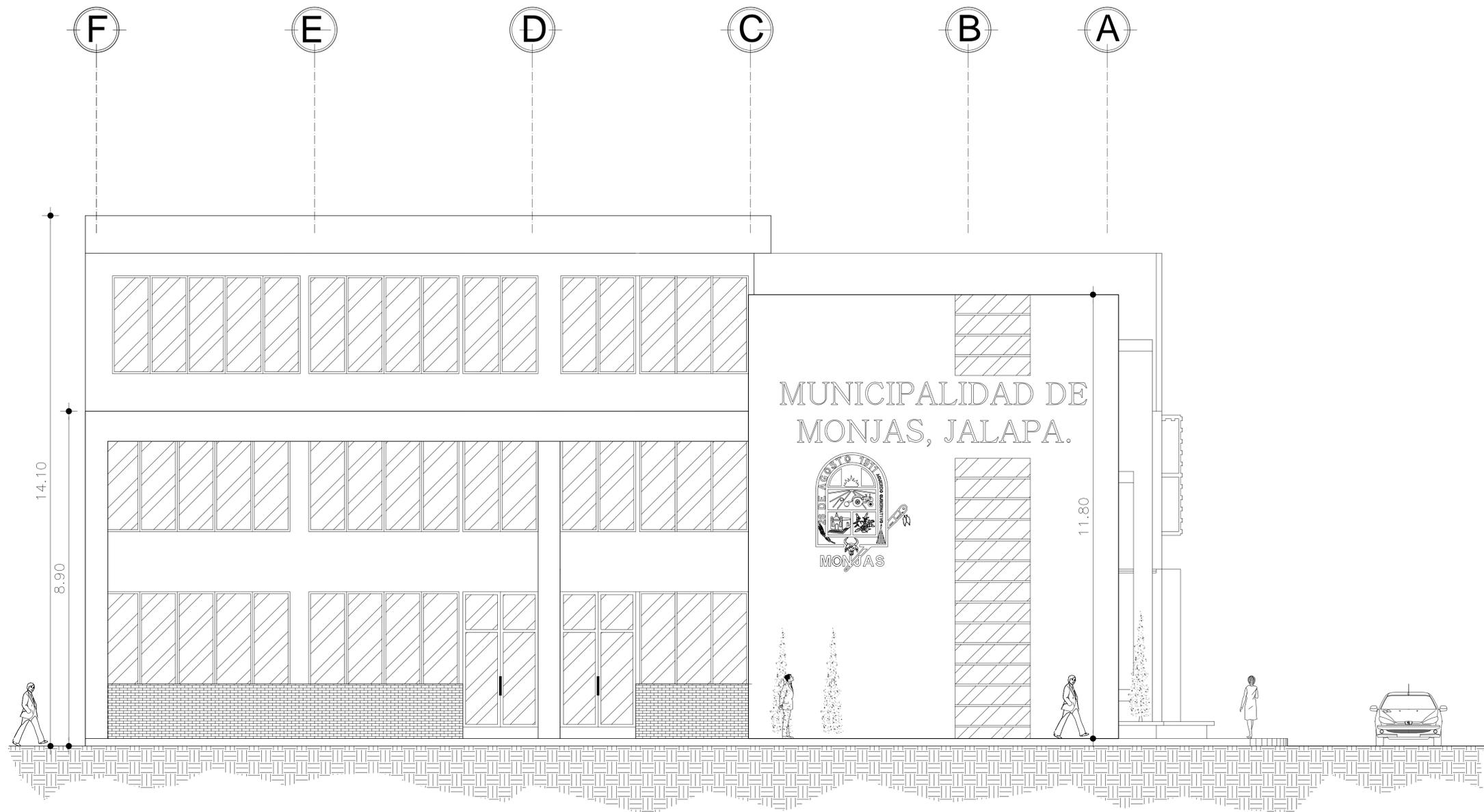


FACHADA LATERAL DERECHA

ESCALA: 1/125



		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.			
CONTIENE:	PLANO FACHADA LATERAL	FORMATO No.:	
ESCALA:	FECHA:	DISEÑO:	DRUJO:
INDICADAS	MARZO 2016	JORGE CARIAS	JORGE CARIAS
			7 DE 28
ING. ALFREDO VELAREAL ASESOR EPS			

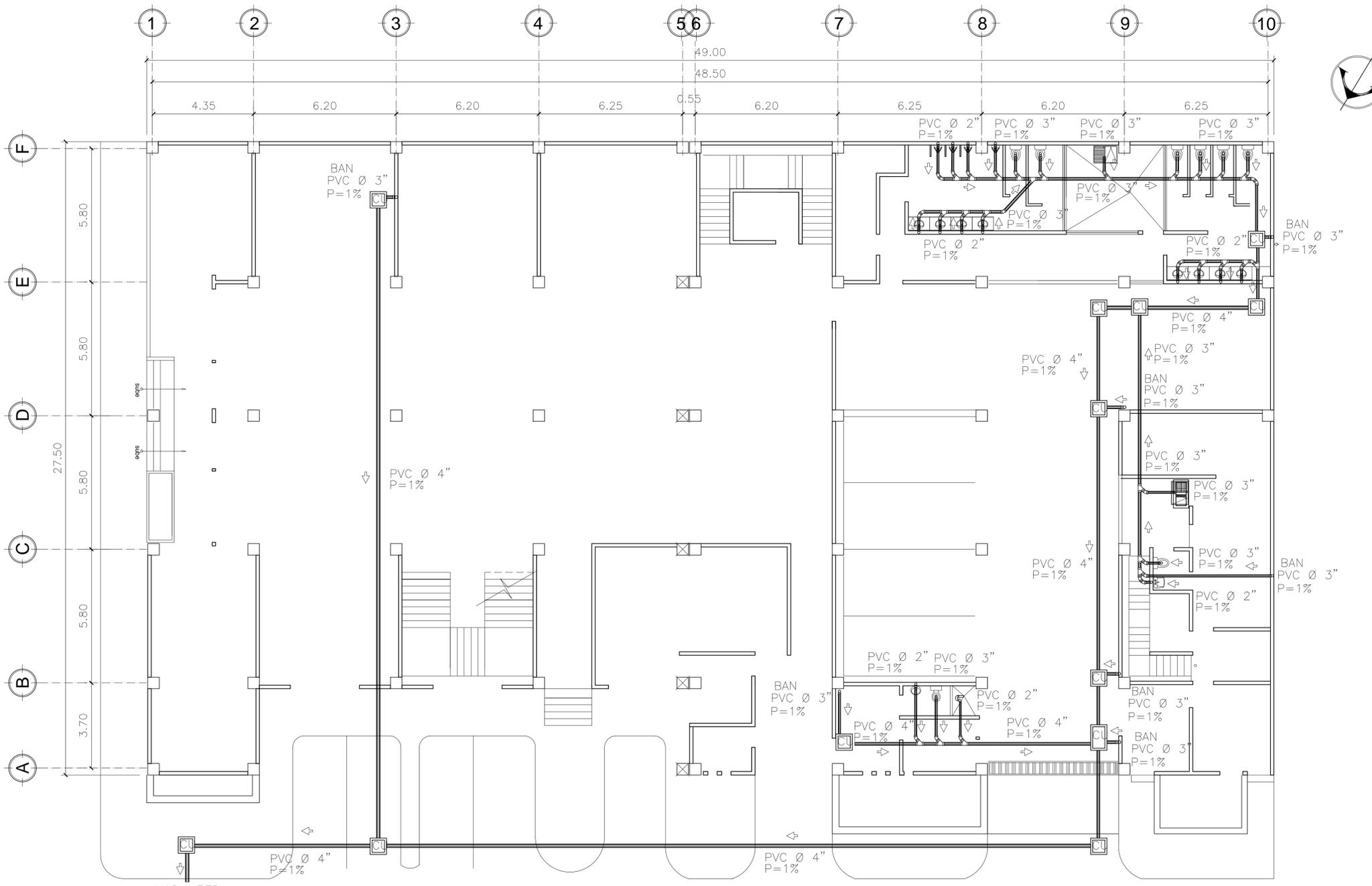


FACHADA FRONTAL

ESCALA: 1/125

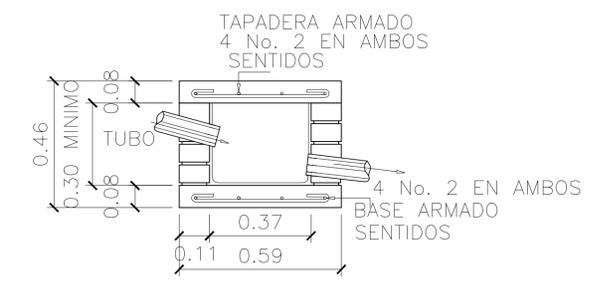


		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.		FORMATO No. 8 DE 28	
CONTENIDO: PLANO DE FACHADA FRONTAL	ESCALA: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS
INGENIERO: ING. ALFREDO VELAREAL ASESOR EPS		DIBUJO: JORGE CARIAS	

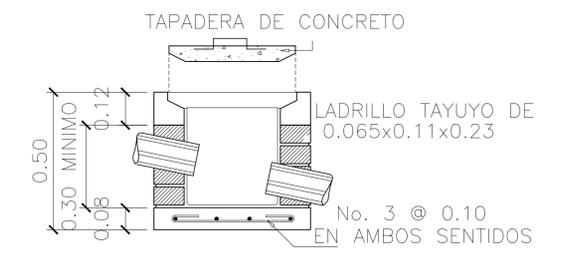


PLANTA DE DRENAJES  
PRIMER NIVEL

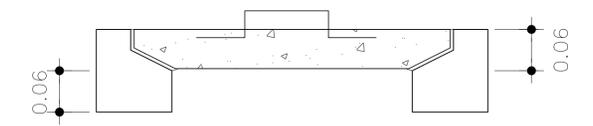
ESCALA: 1/200



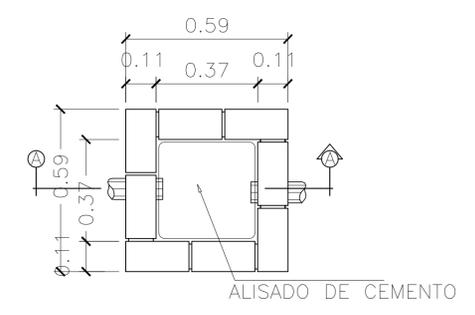
PLANTA CAJA REGISTRO  
ESCALA 1/25



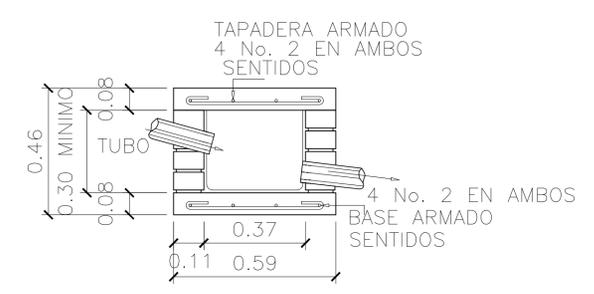
SECCION A-A  
ESCALA 1/25



DETALLE DE TAPADERA  
ESCALA 1/25



PLANTA CAJA UNION  
ESCALA 1/25



SECCION A-A  
ESCALA 1/25

simbologia de drenajes	
	TUBERIA DE AGUAS NEGRAS
	BAJADA DE AGUAS NEGRAS
	CODO 90 VERTICAL
	YEE A 45°
	CODO A 45°
	TEE SANITARIA VERTICAL
	INDICA SENTIDO DE PENDIENTE
	INDICA DIAMETRO DE TUBERIA
	CAJA DE REGISTRO AGUA NEGRAS
	CAJA UNION DE AGUAS NEGRAS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

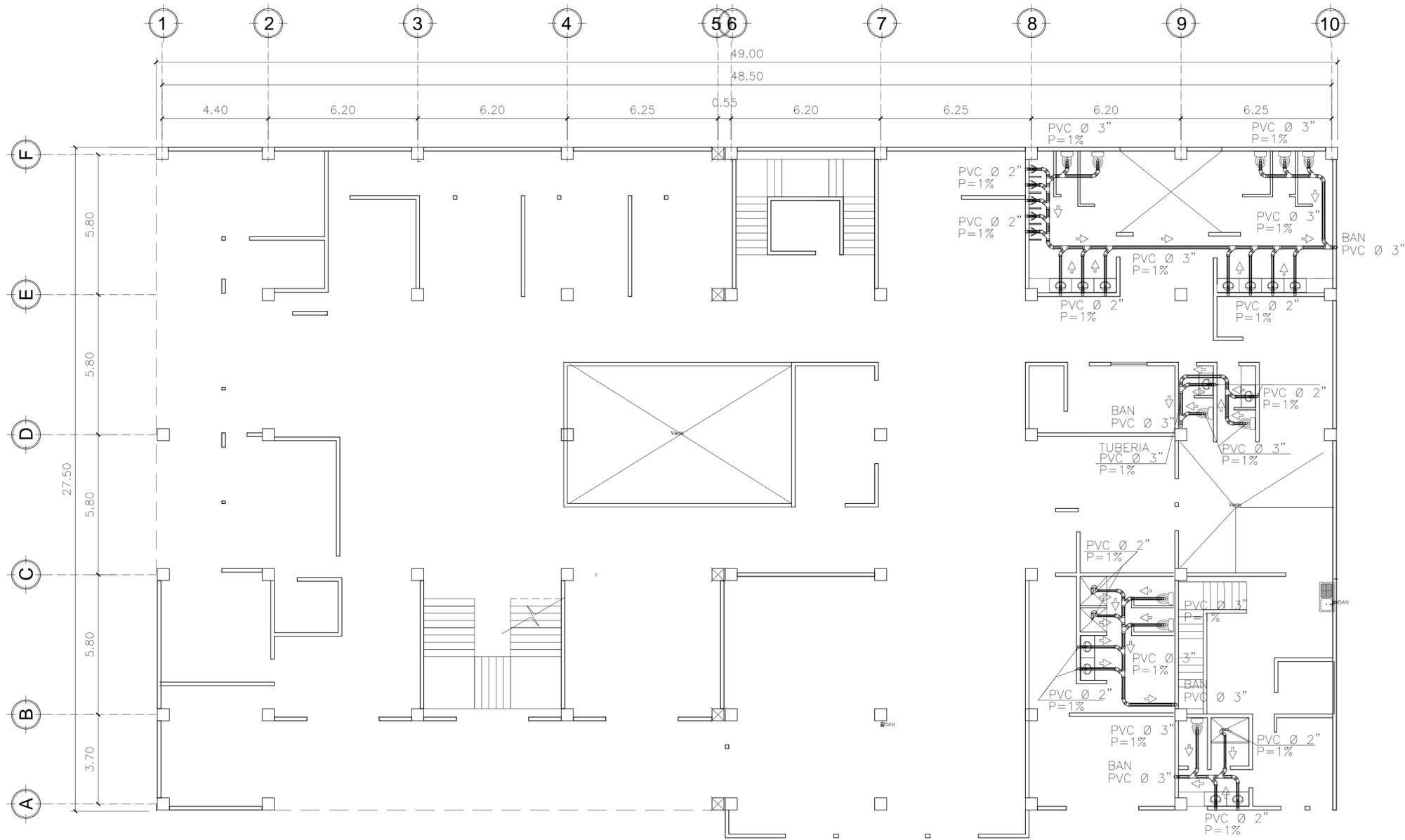
UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

---

CONTIENE: PLANO DE DRENAJES      FORMATO No. 9 DE 28

ESCALA: INDICADAS      FECHA: MARZO 2016      DISEÑO: JORGE CARIAS      DIBUJO: JORGE CARIAS

ING. ALFREDO VELAREAL  
ASESOR EPS



simbologia de drenajes	
	TUBERIA DE AGUAS NEGRAS
	BAJADA DE AGUAS NEGRAS
	CODO 90 VERTICAL
	YEE A 45°
	CODO A 45°
	TEE SANITARIA VERTICAL
	INDICA SENTIDO DE PENDIENTE
	INDICA DIAMETRO DE TUBERIA
	CAJA DE REGISTRO AGUA NEGRAS
	CAJA UNION DE AGUAS NEGRAS

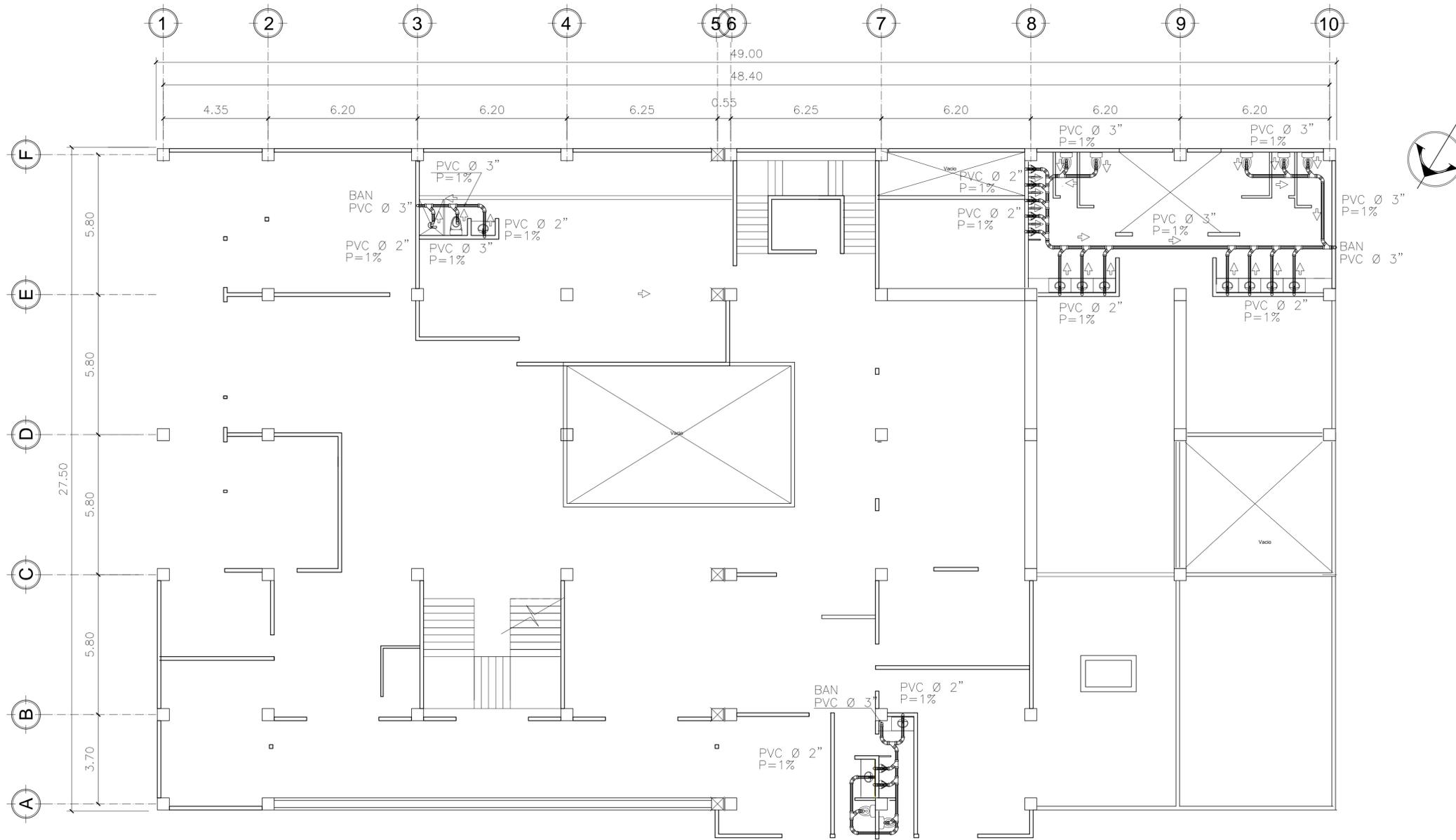
# PLANTA DE DRENAJES

## SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/200



		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: <b>MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.</b>			
CONTIENE:	PLANTA DE DRENAJES		FORMATO No.:
ESCALA:	FECHA:	DISEÑO:	DRUJO:
INDICADAS	MARZO 2016	JORGE CARIAS	JORGE CARIAS
			<b>10 DE 28</b>
ING. ALFREDO VELAZQUEZ ASESOR EPS			



simbologia de drenajes	
	TUBERIA DE AGUAS NEGRAS
	BAJADA DE AGUAS NEGRAS
	CODO 90 VERTICAL
	YEE A 45°
	CODO A 45°
	TEE SANITARIA VERTICAL
	INDICA SENTIDO DE PENDIENTE
	INDICA DIAMETRO DE TUBERIA
	CAJA DE REGISTRO AGUA NEGRAS
	CAJA UNION DE AGUAS NEGRAS

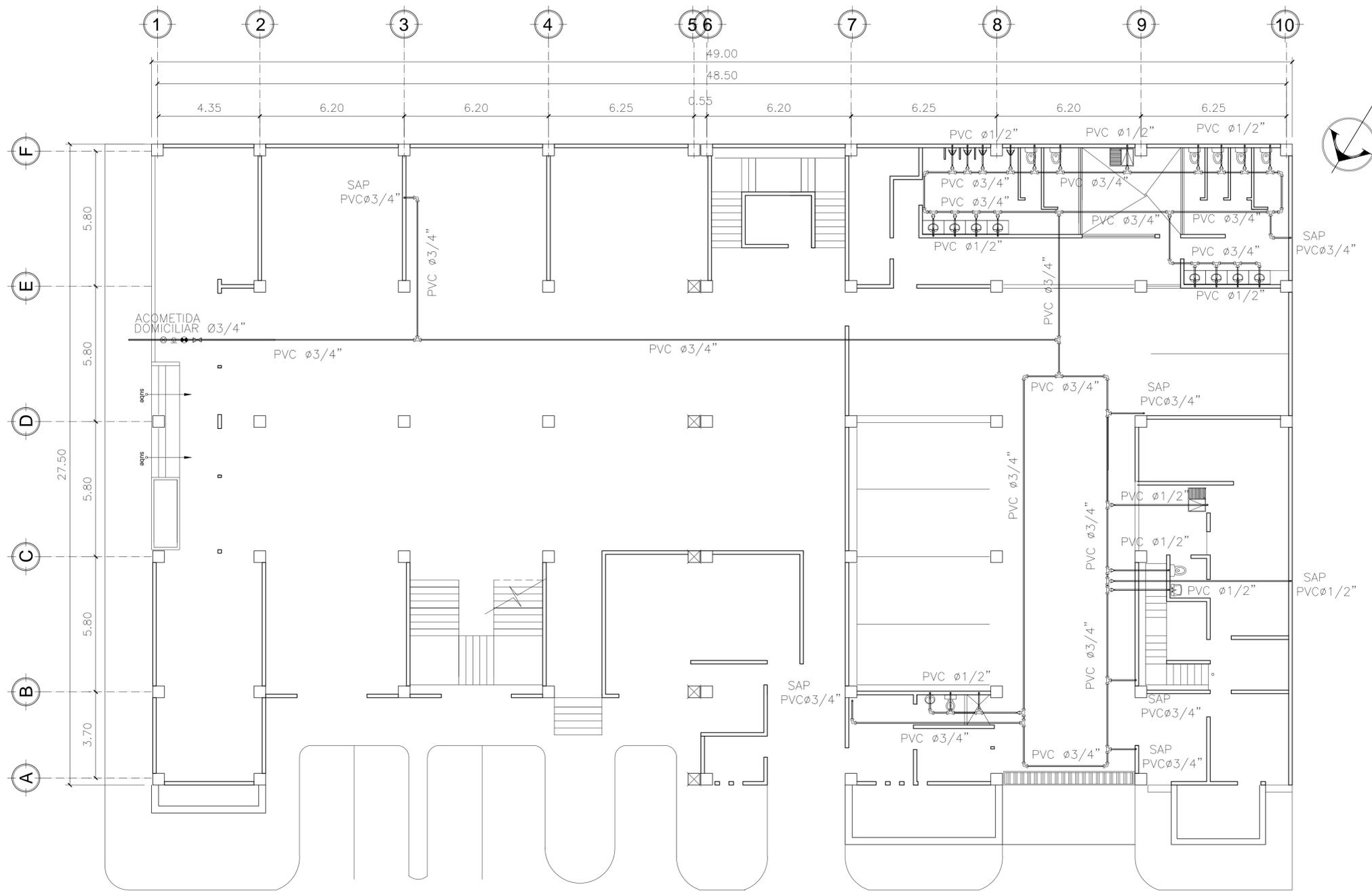
# PLANTA DE DRENAJES

## TERCER NIVEL

ESCALA: 1/200



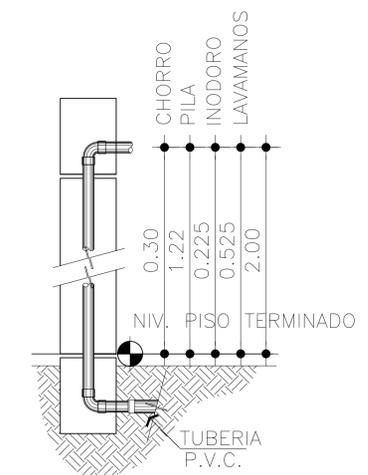
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: <b>MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.</b>			
CONTIENE:	PLANTA DE DRENAJES		FORMATO No.:
ESCALA:	FECHA:	DISEÑO:	DRUJO:
INDICADAS	MARZO 2016	JORGE CARIAS	JORGE CARIAS
			<b>11 DE 28</b>
ING. ALFREDO VELAREAL ASESOR EPS			



NOMENCLATURA  
INSTALACION HIDRAULICA AGUA FRIA

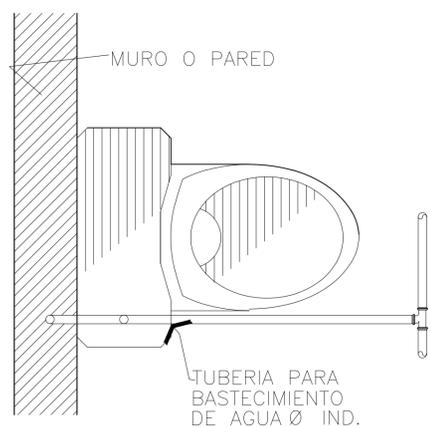
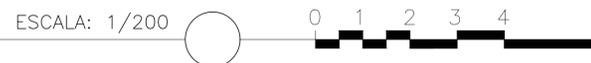
	CODO A 90° HORIZONTAL Ø INDICADO
	CODO A 90° VERTICAL Ø INDICADO
	TEE HORIZONTAL Ø INDICADO
	TUBO PVC DIAMETRO INDICADO PARA AGUA FRIA
	TUBERIA Ø INDICADO
	LLAVE DE COMPUERTA
	CONTADOR
	LLAVE DE PASO
	INDICACION DE GRIFO
	REDUCIDOR DE DIAMETROS
	LLAVE DE CHEQUE
	TEE VERTICAL Ø INDICADO

NOTA:  
LOS CIRCUITOS SON DE TUBERIA DE 3/4"  
Y LAS ESPERAS DE LOS ARTEFACTOS SON  
DE 1/2"

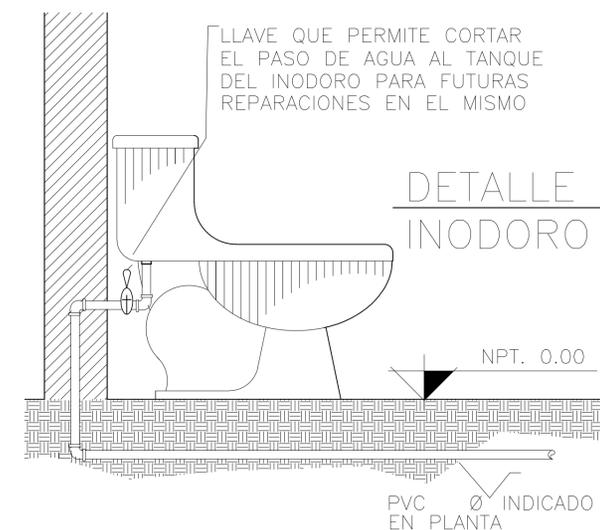


DETALLE DE ALTURAS  
ESCALA 1/10

PLANO INST. HIDRAULICAS  
PRIMER NIVEL

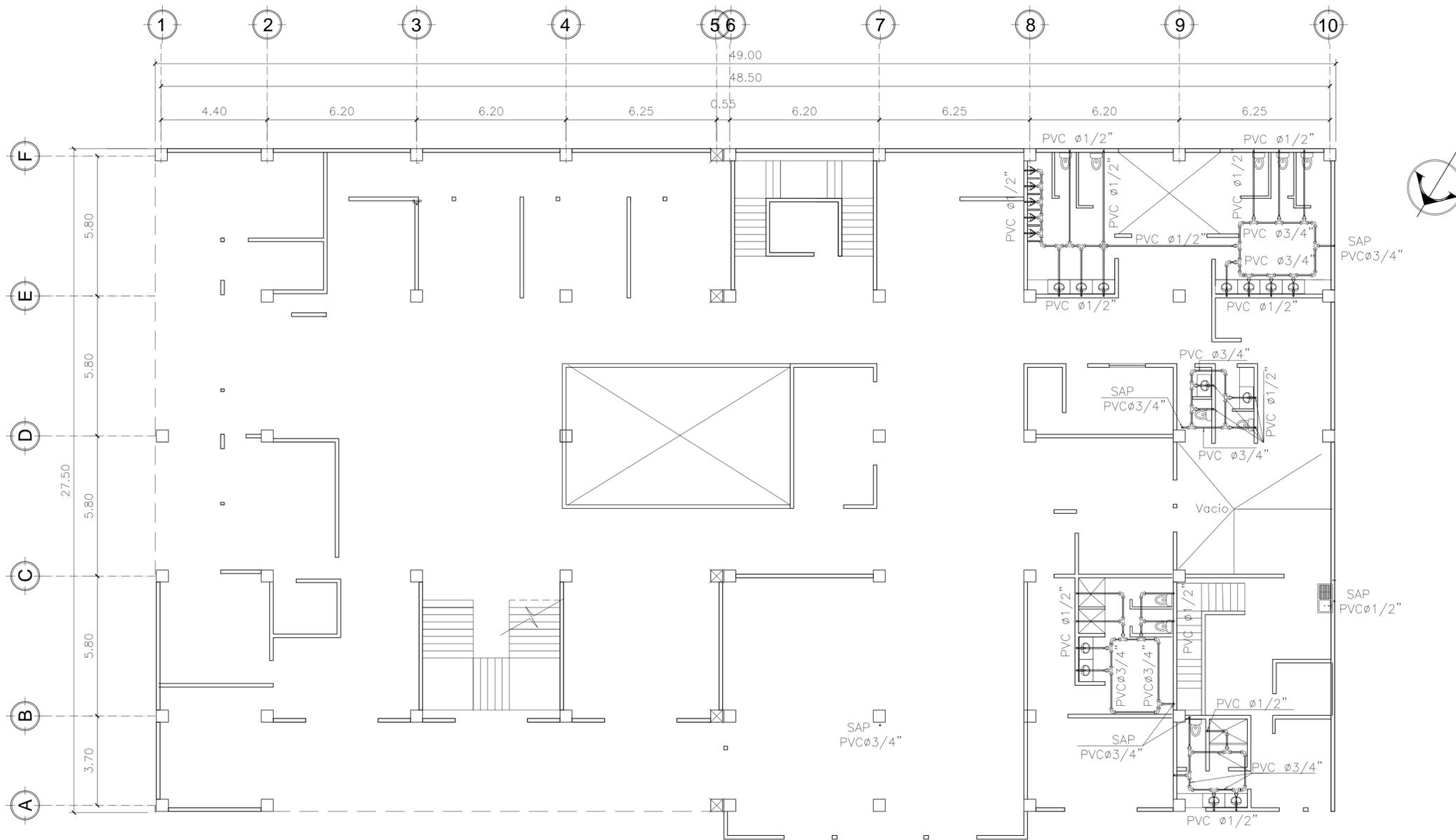


DETALLE TOMA DE INODORO  
ESCALA 1/20



DETALLE TOMA DE INODORO  
ESCALA 1/20

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: <b>MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.</b>			
CONTRATO: <b>PLANO INSTALACIONES HIDR.</b>	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DIBUJO: JORGE CARIAS
ESCALA: INDICADAS			FORMATO No. <b>12 DE 28</b>
ING. ALFREDO VELAREAL ASESOR EPS			



NOMENCLATURA INSTALACION HIDRAULICA AGUA FRIA	
	CODO A 90° HORIZONTAL $\phi$ INDICADO
	CODO A 90° VERTICAL $\phi$ INDICADO
	TEE HORIZONTAL $\phi$ INDICADO
	TUBO PVC DIAMETRO INDICADO PARA AGUA FRIA
	TUBERIA $\phi$ INDICADO
	LLAVE DE COMPUERTA
	CONTADOR
	LLAVE DE PASO
	INDICACION DE GRIFO
	REDUCIDOR DE DIAMETROS
	LLAVE DE CHEQUE
	TEE VERTICAL $\phi$ INDICADO

NOTA:  
LOS CIRCUITOS SON DE TUBERIA DE 3/4"  
Y LAS ESPERAS DE LOS ARTEFACTOS SON  
DE 1/2"

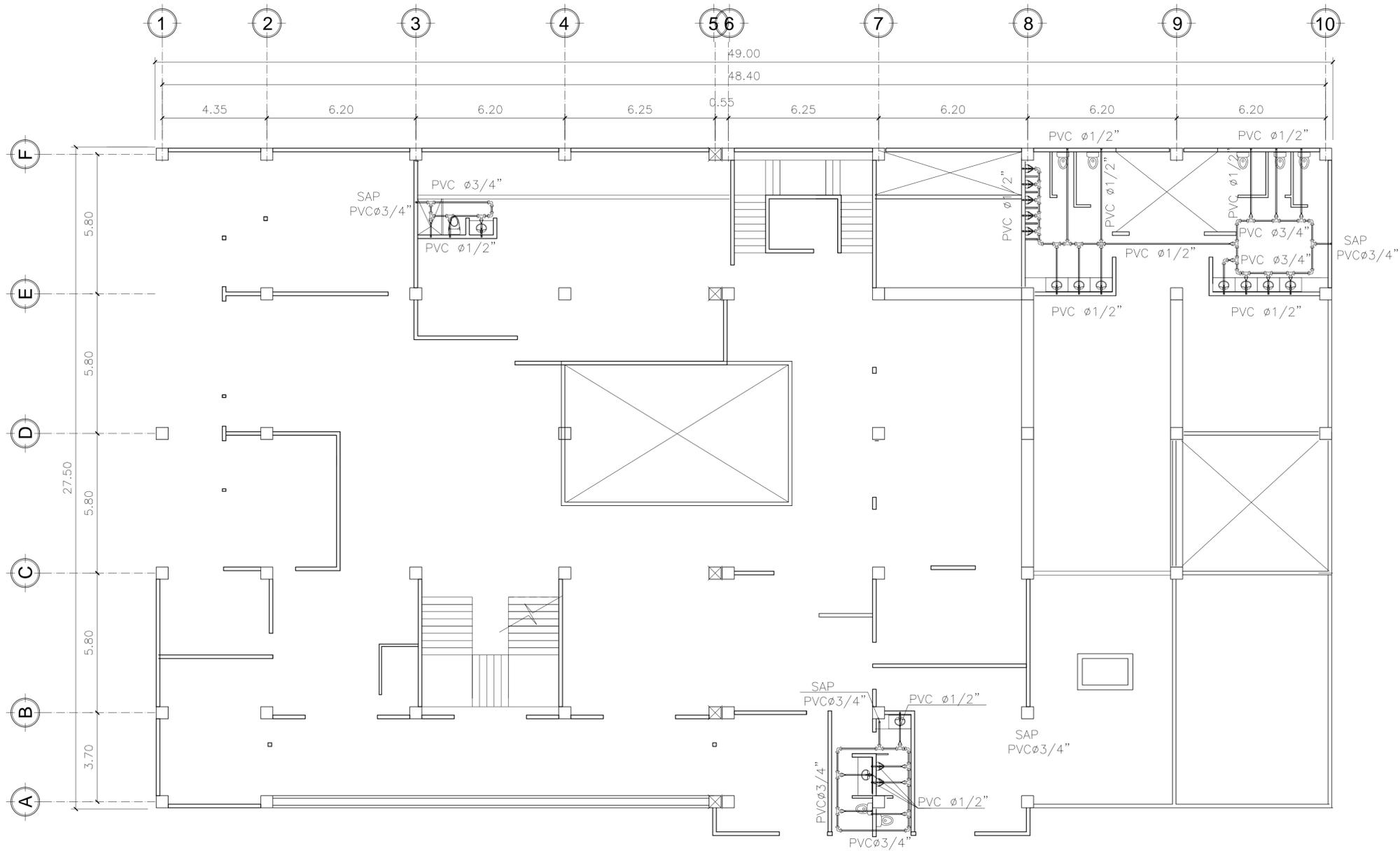
# PLANO INST. HIDRAULICAS

## SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/200



		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.			
CONTENIDO:	PLANO INSTALACIONES HIDR.		FORMATO No.:
ESCALA:	FECHA:	DISEÑO:	DRUJO:
INDICADAS	MARZO 2016	JORGE CARIAS	JORGE CARIAS
			13 DE 28
ING. ALFREDO VELAREAL ASESOR EPS			



NOMENCLATURA INSTALACION HIDRAULICA AGUA FRIA	
	CODO A 90° HORIZONTAL Ø INDICADO
	CODO A 90° VERTICAL Ø INDICADO
	TEE HORIZONTAL Ø INDICADO
	TUBO PVC DIAMETRO INDICADO PARA AGUA FRIA
	TUBERIA Ø INDICADO
	LLAVE DE COMPUERTA
	CONTADOR
	LLAVE DE PASO
	INDICACION DE GRIFO
	REDUCIDOR DE DIAMETROS
	LLAVE DE CHEQUE
	TEE VERTICAL Ø INDICADO

NOTA:  
LOS CIRCUITOS SON DE TUBERIA DE 3/4"  
Y LAS ESPERAS DE LOS ARTEFACTOS SON  
DE 1/2"

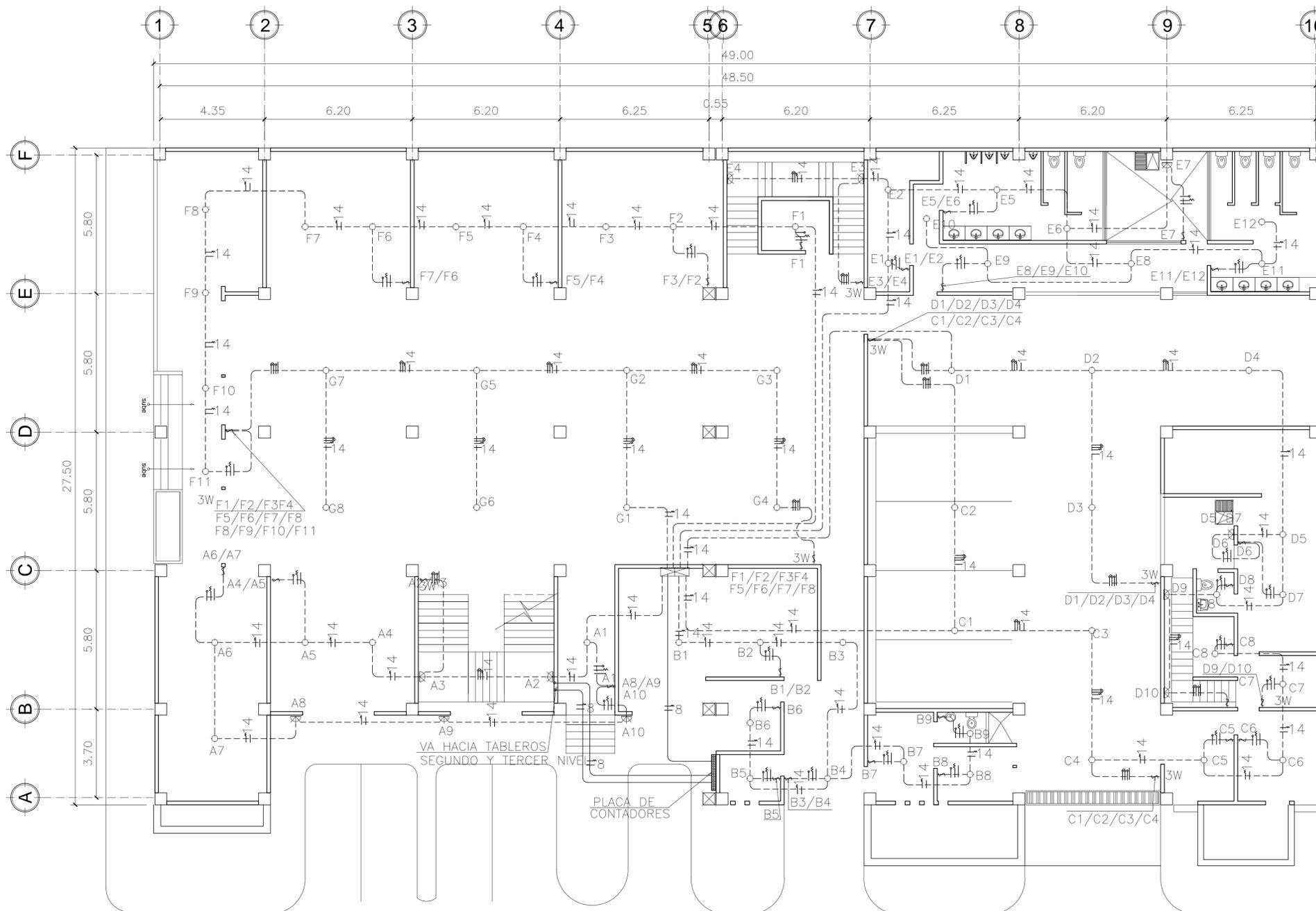
# PLANO INST. HIDRAULICAS

## TERCER NIVEL

ESCALA: 1/200



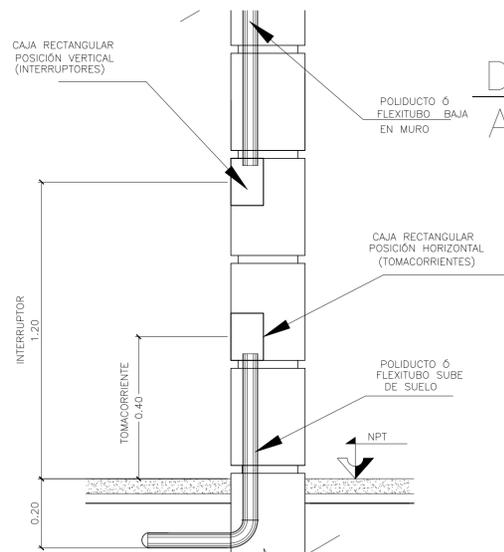
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.			
CONTENIDO: PLANO INSTALACIONES HIDR.	ESCALA: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS
FORMATO No. 14 DE 28			DIBUJO: JORGE CARIAS
ING. ALFREDO VELAZQUEZ ASESOR EPE			



SIMBOLOGÍA ILUMINACIÓN	
	CONTADORES EMPOTRADOS EN PLACA. CONTADOR PARA CADA NIVEL Y CADA LOCAL. (ubicado en banqueta a una altura $\geq$ 1.50 metros sobre el NPT de banqueta) + ACCESORIO DE ENTRADA (calavera + tubo conduit)
	TABLERO PRINCIPAL PLANTA BAJA (16 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED. (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	TABLERO SECUNDO NIVEL (16 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED. (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	TABLERO TERCER NIVEL (16 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED. (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	INDICA POLIDUCTO ó FLEXITUBO COLOR AZUL COLOCADO EN TECHO Y PARED (DIÁMETRO) $\phi$ 3/4"
	INDICA COLOCACIÓN DE VUELTAS SEGÚN (DIÁMETRO) INDICADO EN CIRCUITO DE ILUMINACIÓN
	INDICA ALAMBRADO THW No.8 AWG COLOR AMARILLO (CONEXIÓN DE CONTADOR TABLERO PRINCIPAL SEGUNDO Y TERCER NIVEL)
	LÍNEA VIVA ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR ROJO
	LÍNEA NEUTRAL ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR BLANCO
	LÍNEA DE RETORNO ALAMBRE THW No. 14 AWG COLOR VERDE
	LÍNEA DE PUENTE ALAMBRE THW No. 14 AWG COLOR AZUL
	INDICA NO EMPALME EN CABLEADO O ALAMBRADO
	LÁMPARA EMPOTRADA EN CIELO AHORRADORA DE 25W, CAJA OCTOGONAL DE PVC (2" X 4" X 4") + PLAFONERA ó APLIQUE DE TECHO
	LÁMPARA EMPOTRADA EN PARED, CAJA OCTOGONAL DE PVC (2" X 4" X 4") + PLAFONERA. (Altura = 2.00 metros sobre el NPT)
	INTERRUPTOR SIMPLE, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
	INTERRUPTOR DOBLE, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
	INTERRUPTOR TRIPLE, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
	INTERRUPTOR A 3 VÍAS (TRHEE WAY), CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura= 1.20 metros sobre el NPT)
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "a"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "b"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "c"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "d"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "e"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "f"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "g"

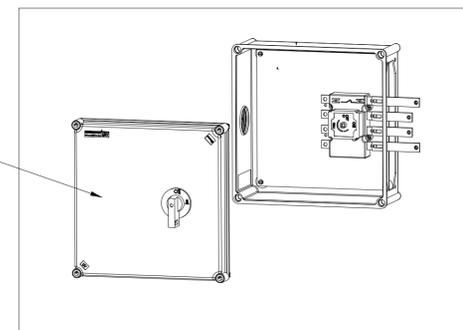
PLANTA DE ILUMINACION  
PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/200

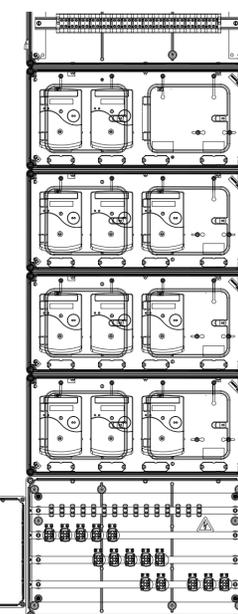


DETALLE DE ALTURAS  
ESCALA 1/25

CAJA DE FLIPONES



DETALLE DE PLACA DE CONTADORES  
ESCALA 1/25



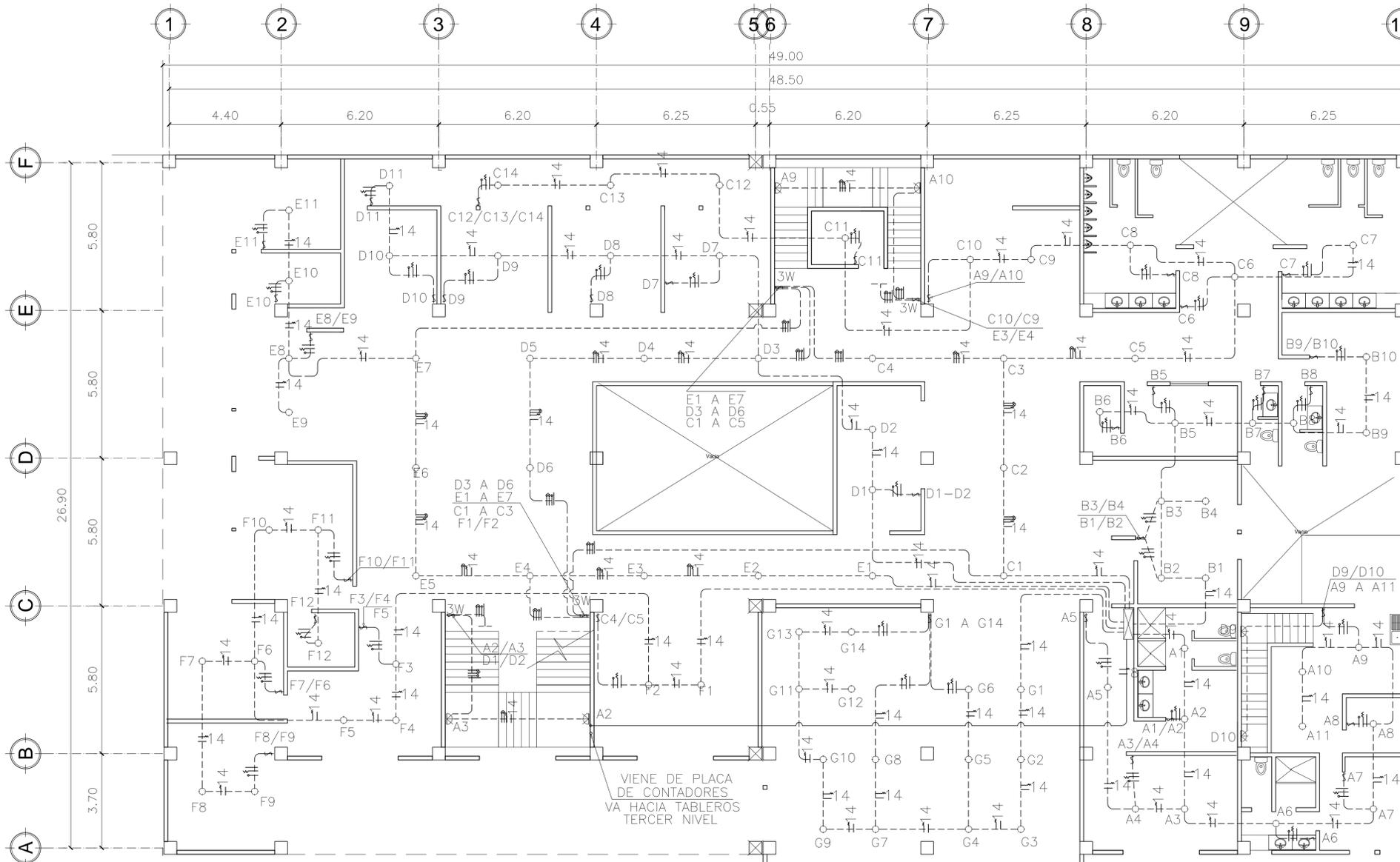
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

CONTRATO: PLANTA DE ILUMINACION  
ESCALA: INDICADAS  
FECHA: MARZO 2016  
DISEÑO: JORGE CARIAS  
DIBUJO: JORGE CARIAS

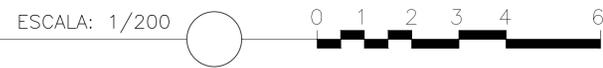
FORMATO No. 15 DE 28

ING. ALFREDO VELAZQUEZ  
ASESOR EPS

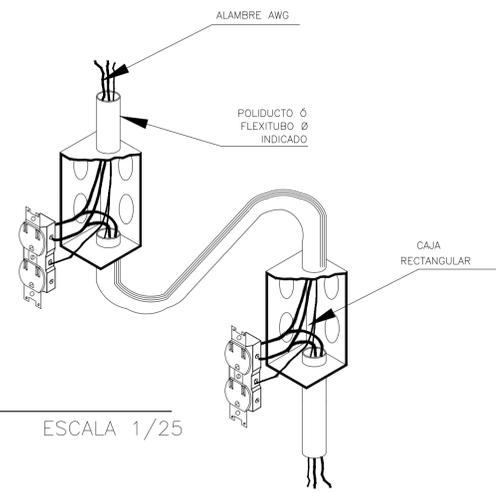


SIMBOLOGÍA ILUMINACIÓN	
	CONTADORES EMPOTRADOS EN PLACA, CONTADOR PARA CADA NIVEL Y CADA LOCAL (ubicado en banqueta a una altura = 1.50 metros sobre el NPT de banqueta) + ACCESORIO DE ENTRADA (calavera + tubo conduit)
	TABLERO PRINCIPAL PLANTA BAJA (16 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED, (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	TABLERO SEGUNDO NIVEL (16 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED, (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	TABLERO TERCER NIVEL (16 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED, (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	INDICA POLIDUCTO ó FLEXITUBO COLOR AZUL COLOCADO EN TECHO Y PARED (DIÁMETRO) ø 3/4"
	INDICA COLOCACIÓN DE VUELTAS SEGÚN (DIÁMETRO) INDICADO EN CIRCUITO DE ILUMINACIÓN
	INDICA ALAMBRO THW No.8 AWG COLOR AMARILLO (CONEXIÓN DE CONTADOR TABLERO PRINCIPAL SEGUNDO Y TERCER NIVEL)
	LÍNEA VIVA ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR ROJO
	LÍNEA NEUTRAL ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR BLANCO
	LÍNEA DE RETORNO ALAMBRE THW No. 14 AWG COLOR VERDE
	LÍNEA DE PUENTE ALAMBRE THW No. 14 AWG COLOR AZUL
	INDICA NO EMPALME EN CABLEADO O ALAMBRO
	LÁMPARA EMPOTRADA EN CIELO AHORRADORA DE 25W, CAJA OCTOGONAL DE PVC (2" X 4" X 4") + PLAFONERA ó APLIQUE DE TECHO
	LÁMPARA EMPOTRADA EN PARED, CAJA OCTOGONAL DE PVC (2" X 4" X 4") + PLAFONERA, (Altura = 2.00 metros sobre el NPT)
	INTERRUPTOR SIMPLE, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
	INTERRUPTOR DOBLE, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
	INTERRUPTOR TRIPLE, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
	INTERRUPTOR A 3 VIAS (TRHEE WAY), CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "a"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "b"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "c"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "d"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "e"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "f"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO ó FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "g"

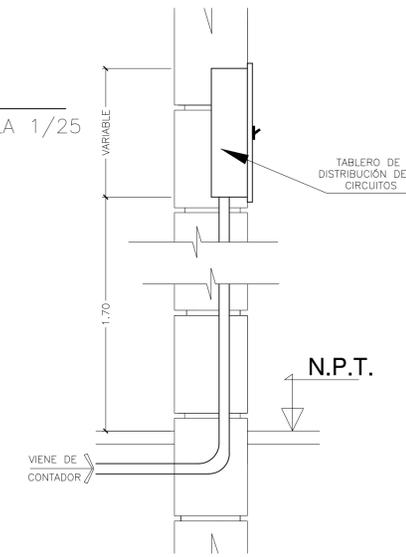
PLANTA DE ILUMINACION  
SEGUNDO NIVEL



DETALLE  
TOMACORRIENTE ESCALA 1/25



DETALLE TABLERO  
DE DISTRIBUCION ESCALA 1/25

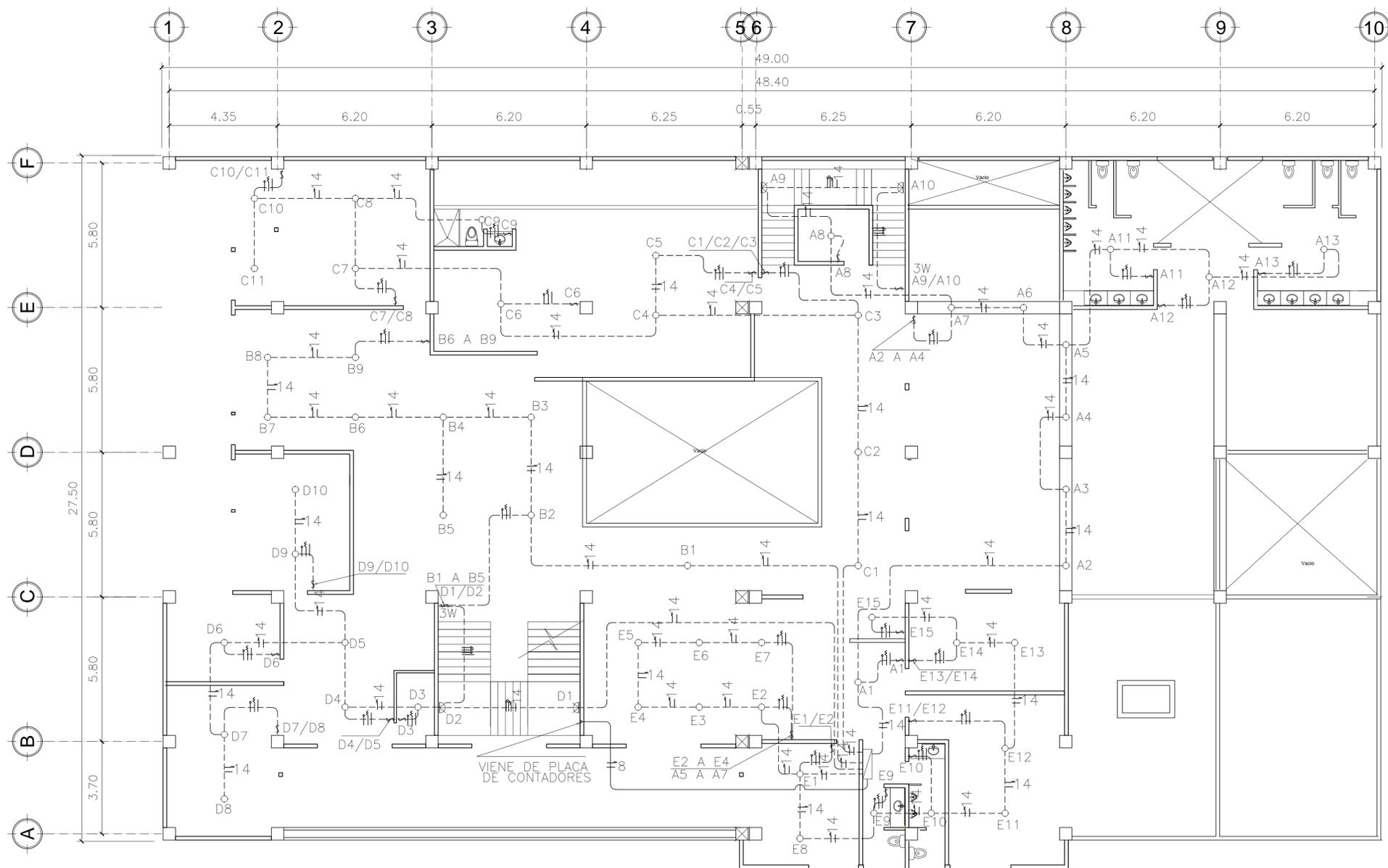


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

CONTIENE: PLANTA DE ILUMINACION		FORMATO No.:	
ESCALA: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DRUJO: JORGE CARIAS
			16 DE 28

ING. ALFREDO VELAZQUEZ ASESOR EPS



SIMBOLOGÍA ILUMINACIÓN	
	CONTADORES EMPOTRADOS EN PLACA, CONTADOR PARA CADA NIVEL Y CADA LOCAL (ubicado en banqueta a una altura = 1.50 metros sobre el NPT de banqueta) + ACCESORIO DE ENTRADA (calavera + tubo conduit)
	TABLERO PRINCIPAL PLANTA BAJA (16 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED, (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	TABLERO SECUNDO NIVEL (16 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED, (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	TABLERO TERCER NIVEL (16 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED, (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	INDICA POLIDUCTO O FLEXITUBO COLOR AZUL COLOCADO EN TECHO Y PARED (DIÁMETRO) ø 3/4"
	INDICA COLOCACIÓN DE VUELTAS SEGÚN (DIÁMETRO) INDICADO EN CIRCUITO DE ILUMINACIÓN
	INDICA ALAMBRO THW No.8 AWG COLOR AMARILLO (CONEXIÓN DE CONTADOR TABLERO PRINCIPAL SEGUNDO Y TERCER NIVEL)
	LÍNEA VIVA ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR ROJO
	LÍNEA NEUTRAL ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR BLANCO
	LÍNEA DE RETORNO ALAMBRE THW No. 14 AWG COLOR VERDE
	LÍNEA DE PUENTE ALAMBRE THW No. 14 AWG COLOR AZUL
	INDICA NO EMPALME EN CABLEADO O ALAMBRADO
	LÁMPARA EMPOTRADA EN CIELO AHORRADORA DE 25W, CAJA OCTOGONAL DE PVC (2" X 4" X 4") + PLAFONERA O APLIQUE DE TECHO
	LÁMPARA EMPOTRADA EN PARED, CAJA OCTOGONAL DE PVC (2" X 4" X 4") + PLAFONERA, (Altura = 2.00 metros sobre el NPT)
	INTERRUPTOR SIMPLE, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
	INTERRUPTOR DOBLE, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
	INTERRUPTOR TRIPLE, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
	INTERRUPTOR A 3 VIAS (THREE WAY), CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
<b>a</b>	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "a"
<b>b</b>	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "b"
<b>c</b>	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "c"
<b>d</b>	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "d"
<b>e</b>	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "e"
<b>f</b>	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "f"
<b>g</b>	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "g"

# PLANTA DE ILUMINACION

## TERCER NIVEL

ESCALA: 1/200

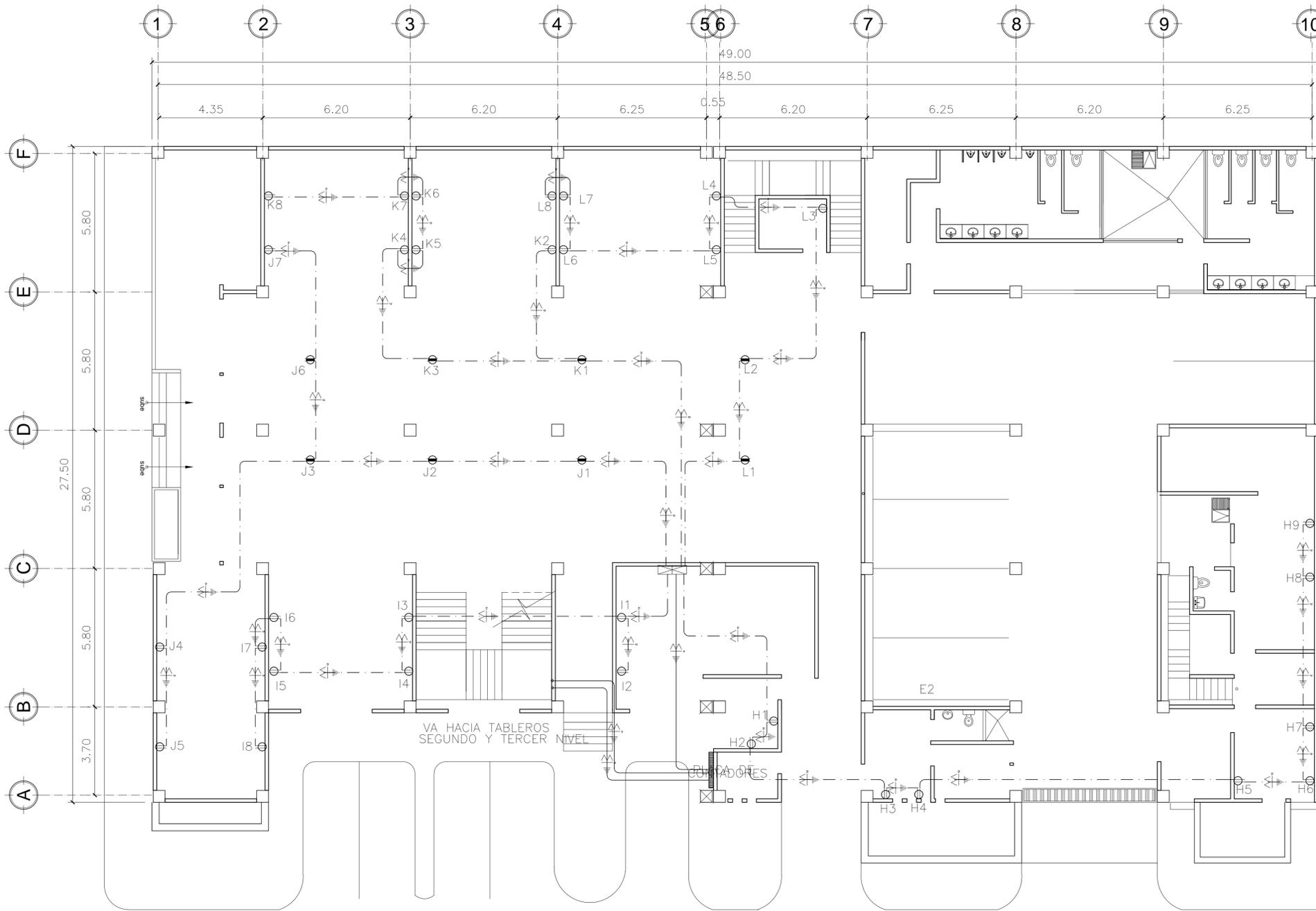


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

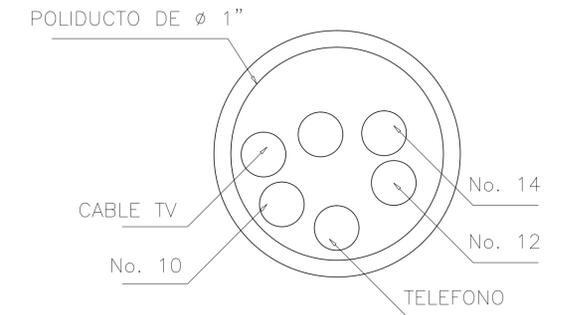
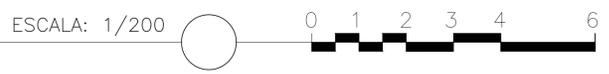
CONTIENE: PLANTA DE ILUMINACION		FORMATO No.:	
ESCALA: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	ORIBUJO: JORGE CARIAS
			17 DE 28

ING. ALFREDO VELAZQUEZ ASESOR EPS

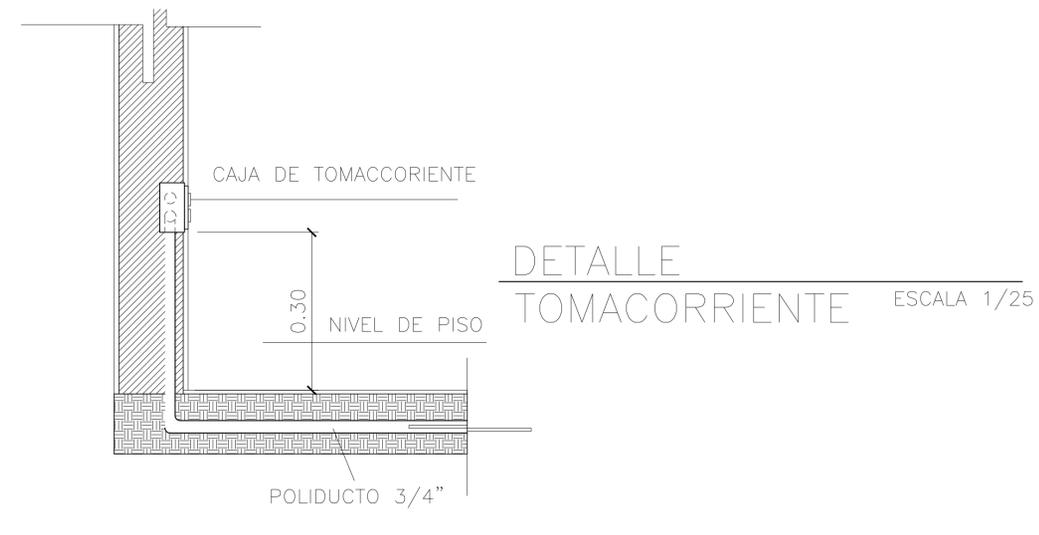
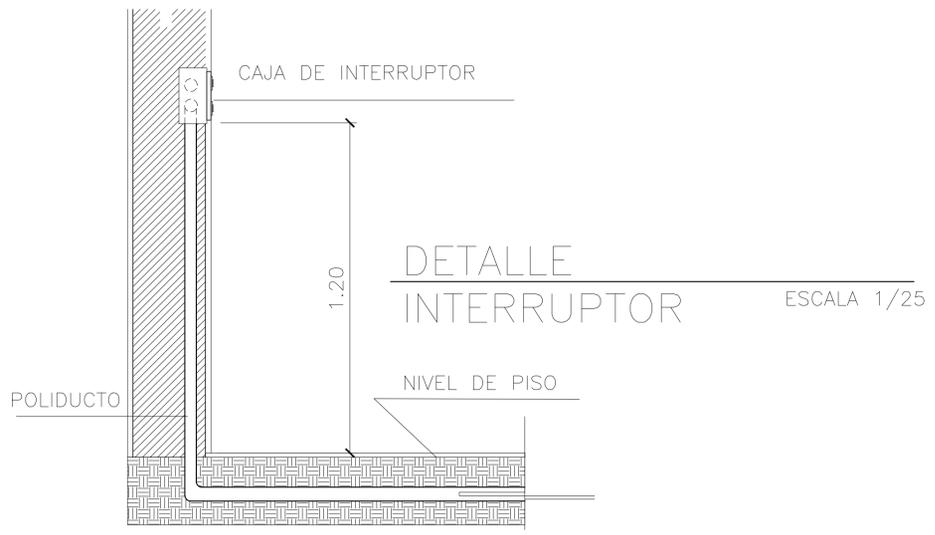


SIMBOLOGÍA FUERZA	
	CONTADOR EMPOTRADO EN COLUMNA, (Altura = 1.50 metros sobre el NPT) + ACCESORIO DE ENTRADA (calavera + tubo conducto)
	TABLERO PRINCIPAL PLANTA BAJA (8 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED, (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	TABLERO SECUNDARIO PLANTA ALTA (8 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED, (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	POLIDUCTO O FLEXITUBO HACIA VARRILLA DE COBRE (DIAMETRO) $\phi$ 5/8" x 8' y (CONDUCTOR THW No. 8 DE VARRILLA HACIA TABLERO PRINCIPAL)
	TOMACORRIENTE DOBLE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 0.40 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE DOBLE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 0.40 y 1.70 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE DOBLE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), CONEXIÓN A TERMO EN DUCHA, (Altura = 2.00 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE DOBLE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE 220V, CAJA CUADRADE DE PVC (2" X 5" X 5"), (Altura = 0.40 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Colocada en cielo de losa del ingreso de vehículos, a una altura de 2.50 metros sobre el NPT), para instalación de portón eléctrico o basculante)
	INDICA POLIDUCTO O FLEXITUBO COLOR AZUL, COLOCADO BAJO TIERRA (SUBTERRÁNEO) EN (NIVEL 1) y EN LOSA ENTREPISO (NIVEL 2) (DIAMETRO) $\phi$ 3/4", ASI COMO EN PARED DE AMBOS NIVELES.
	INDICA COLOCACIÓN DE VUELTAS SEGÚN (DIAMETRO) INDICADO EN CIRCUITOS DE FUERZA
	INDICA ALAMBRADO THW No.8 AWG COLOR AMARILLO (CONEXIÓN DE CONTADOR A TABLERO PRINCIPAL y HACIA TABLERO SECUNDARIO)
	LÍNEA VIVA ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR ROJO
	LÍNEA NEUTRAL ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR BLANCO
	LÍNEA TIERRA FÍSICA ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR VERDE
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "g"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "h"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "i"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "j"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "k"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "l"

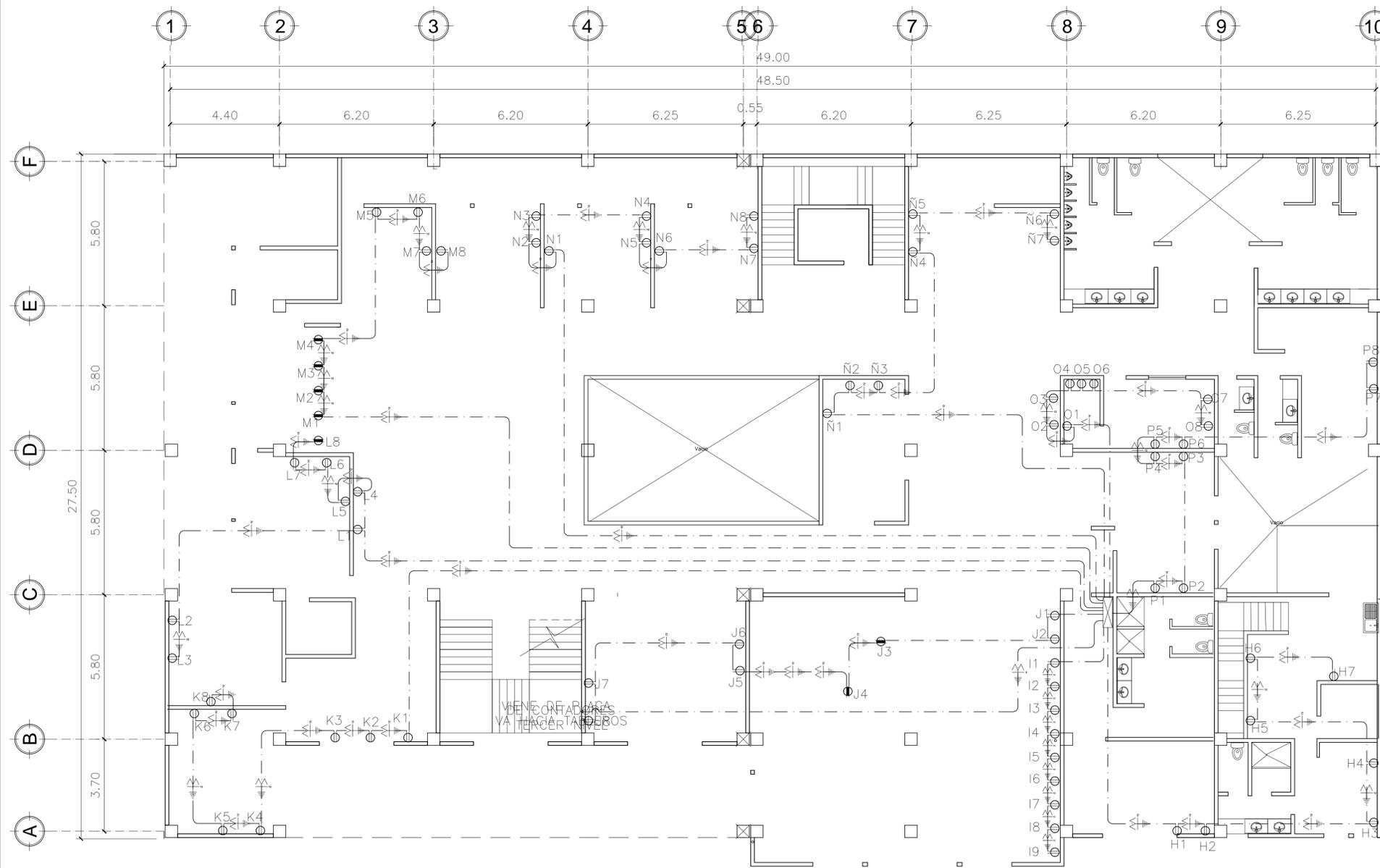
PLANTA DE INST. FUERZA  
PRIMER NIVEL



DETALLE DE CONDUCTOR  
ESCALA 1/5



		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.		FORMATO No. <b>18 DE 28</b>	
CONTRATO: PLANTA DE INSTALACIONES DE FUERZA	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DIBUJO: JORGE CARIAS
ING. ALFREDO VELAZQUEZ ASESOR EPS			



SIMBOLOGÍA FUERZA	
	CONTADOR EMPOTRADO EN COLUMNA, (Altura = 1.50 metros sobre el NPT) + ACCESORIO DE ENTRADA (calavera + tubo conduit)
	TABLERO PRINCIPAL PLANTA BAJA (8 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED, (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	TABLERO SECUNDARIO PLANTA ALTA (8 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED, (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	POLIDUCTO O FLEXITUBO HACIA VARRILLA DE COBRE (DIÁMETRO) $\phi$ 5/8" X 8' y (CONDUCTOR THW No. 8 DE VARRILLA HACIA TABLERO PRINCIPAL)
	TOMACORRIENTE DOBLE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 0.40 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE DOBLE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), CONEXIÓN A TERMO EN DUCHA, (Altura = 2.00 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE DOBLE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE 220V, CAJA CUADRADA DE PVC (2" X 5" X 5"), (Altura = 0.40 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Colocado en cielo de losa del ingreso de vehículos, a una altura de 2.50 metros sobre el NPT), para instalación de portón eléctrico o basculante)
	INDICA POLIDUCTO O FLEXITUBO COLOR AZUL, COLOCADO BAJO TIERRA (SUBTERRÁNEO) EN (NIVEL 1) y EN LOSA ENTREPISO (NIVEL 2) (DIÁMETRO) $\phi$ 3/4", ASÍ COMO EN PARED DE AMBOS NIVELES.
	INDICA COLOCACIÓN DE VUELTAS SEGÚN (DIÁMETRO) INDICADO EN CIRCUITOS DE FUERZA
	INDICA ALAMBRO THW No.8 AWG COLOR AMARILLO (CONEXIÓN DE CONTADOR A TABLERO PRINCIPAL y HACIA TABLERO SECUNDARIO)
	LÍNEA VIVA ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR ROJO
	LÍNEA NEUTRAL ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR BLANCO
	LÍNEA TIERRA FÍSICA ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR VERDE
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "g"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "h"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "i"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "j"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "k"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "l"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "m"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "n"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "o"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRO DEL CIRCUITO "p"

PLANTA DE INST. FUERZA  
SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/200

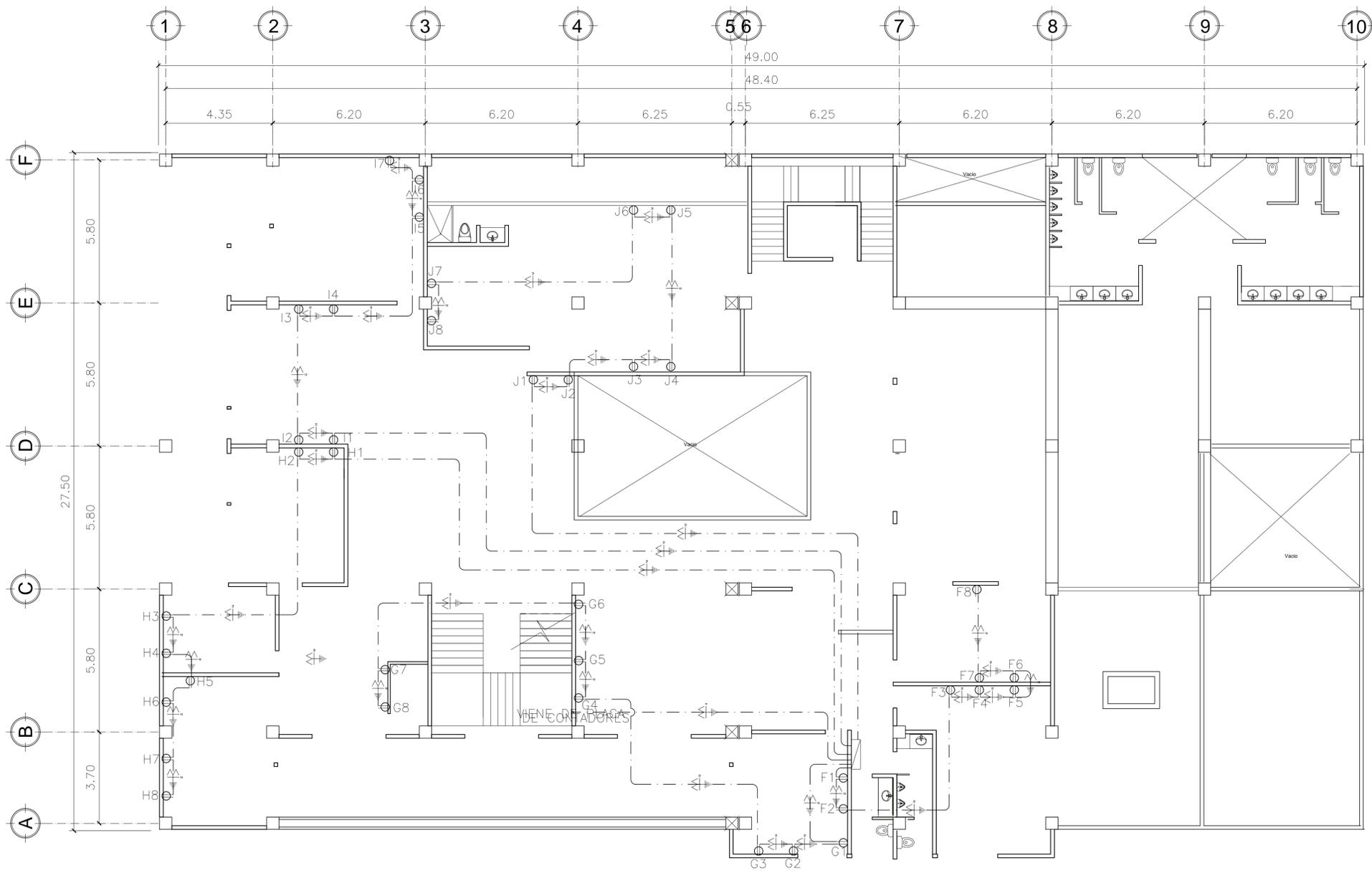


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

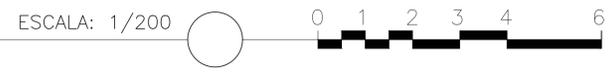
CONTENIDO: PLANTA DE INSTALACIONES DE FUERZA		FORMATO No.:	
ESCALA: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DRUJO: JORGE CARIAS
			19 DE 28

ING. ALFREDO VELAZQUEZ ASESOR EPS



SIMBOLOGÍA FUERZA	
	CONTADOR EMPOTRADO EN COLUMNA, (Altura = 1.50 metros sobre el NPT) + ACCESORIO DE ENTRADA (calavera + tubo conduit)
	TABLERO PRINCIPAL PLANTA BAJA (8 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED, (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	TABLERO SECUNDARIO PLANTA ALTA (8 FLIP-ONES, de 20 Amperios cada uno), EMPOTRADO EN PARED, (Altura = 1.70 metros sobre el NPT)
	POLIDUCTO O FLEXITUBO HACIA VARILLA DE COBRE (DIÁMETRO) $\phi$ 5/8" X 8' y (CONDUCTOR THW No. 8 DE VARRILLA HACIA TABLERO PRINCIPAL)
	TOMACORRIENTE DOBLE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 0.40 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE DOBLE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 0.40 y 1.70 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE DOBLE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), CONEXIÓN A TERMO EN DUCHA, (Altura = 2.00 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE DOBLE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Altura = 1.20 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE 220V, CAJA CUADRADA DE PVC (2" X 5" X 5"), (Altura = 0.40 metros sobre el NPT)
	TOMACORRIENTE 110V, CAJA RECTANGULAR DE PVC (2" X 4"), (Colocada en cielo de losa del ingreso de vehículos, a una altura de 2.50 metros sobre el NPT), para instalación de portón eléctrico o basculante)
	INDICA POLIDUCTO O FLEXITUBO COLOR AZUL, COLOCADO BAJO TIERRA (SUBTERRÁNEO) EN NIVEL 1) y EN LOSA ENTREPISO (NIVEL 2) (DIÁMETRO) $\phi$ 3/4", ASÍ COMO EN PARED DE AMBOS NIVELES.
	INDICA COLOCACIÓN DE VUELTAS SEGÚN (DIÁMETRO) INDICADO EN CIRCUITOS DE FUERZA
	INDICA ALAMBRADO THW No.8 AWG COLOR AMARILLO (CONEXIÓN DE CONTADOR A TABLERO PRINCIPAL y HACIA TABLERO SECUNDARIO)
	LÍNEA VIVA ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR ROJO
	LÍNEA NEUTRAL ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR BLANCO
	LÍNEA TIERRA FÍSICA ALAMBRE THW No. 12 AWG COLOR VERDE
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "g"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "h"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "i"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "j"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "k"
	INDICA TUBERÍA (POLIDUCTO O FLEXITUBO) y CABLEADO O ALAMBRADO DEL CIRCUITO "l"

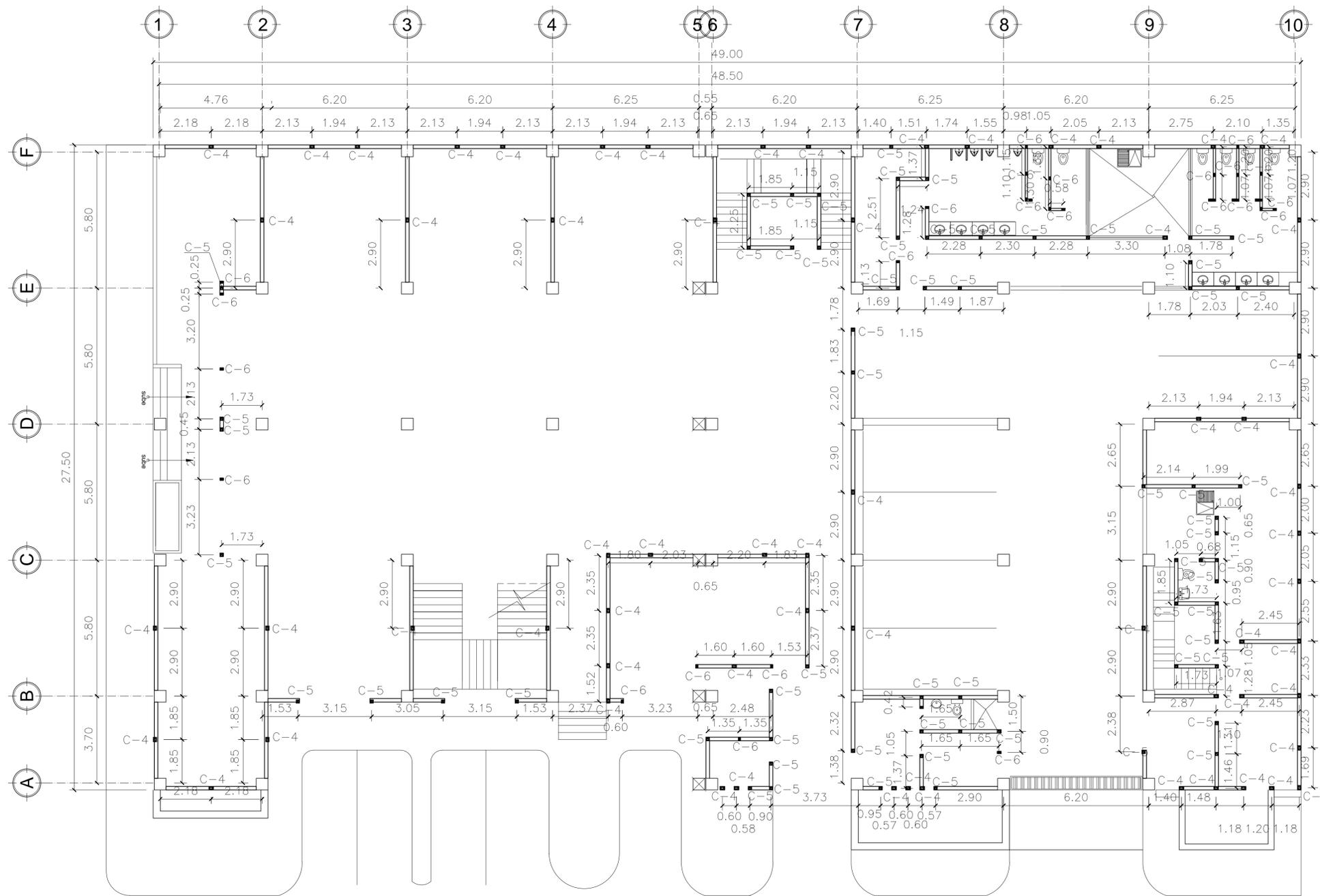
PLANTA DE INST. FUERZA  
TERCER NIVEL



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

CONTIENE: PLANTA DE INSTALACIONES DE FUERZA				FORMATO No.:
ESCALA: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DIBUJO: JORGE CARIAS	20 DE 28
ING. ALFREDO VELAZQUEZ ASESOR EPS				

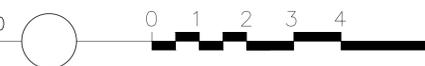


SIMBOLOGIA CIMENTACION	
SIMBOLO	DESCRIPCION
M.P.	INDICA MURO PINIADO
	INDICA UBICACION DE ZAPATAS
Z-1 Z-2	INDICA TIPO DE ZAPATA
S.A.	INDICA SOLERA DE AMARRE
A,B,C	INDICA TIPO DE COLUMNA
CC1	INDICA CIMIENTO CORRIDO
	INDICA COLUMNA EN MURO

# PLANTA DE COLUMNAS

## PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/200

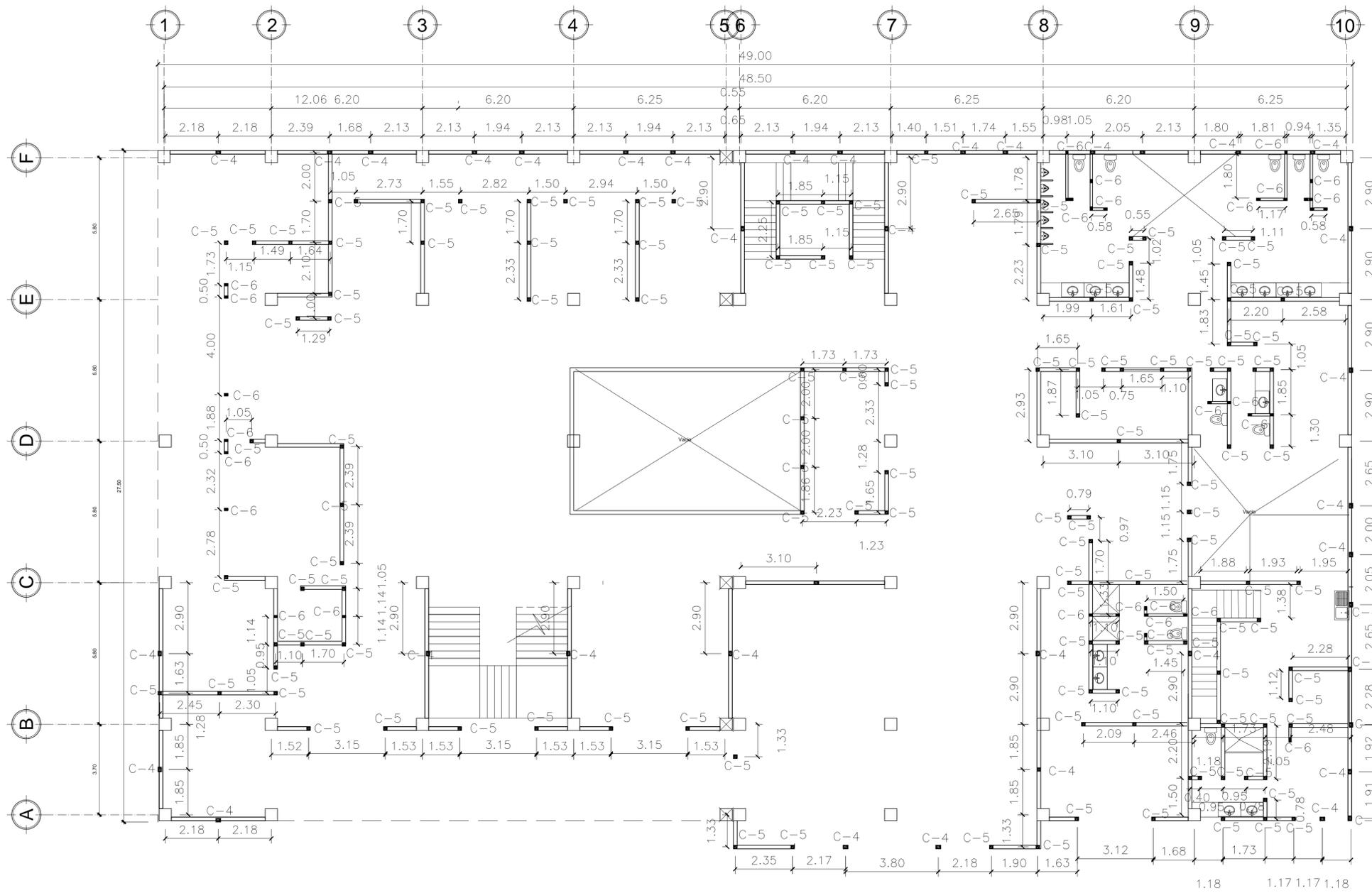


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

CONTRIB: PLANO UBICACION DE COLUMNAS				FORMATO No.:
ESCALA: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DRUJO: JORGE CARIAS	21 DE 28

ING. ALFREDO VELAREAL  
ASESOR EPS



SIMBOLOGIA CIMENTACION	
SIMBOLO	DESCRIPCION
M.P.	INDICA MURO PINIADO
	INDICA UBICACION DE ZAPATAS
Z-1 Z-2	INDICA TIPO DE ZAPATA
S.A.	INDICA SOLERA DE AMARRE
A,B,C	INDICA TIPO DE COLUMNA
CC1	INDICA CIMIENTO CORRIDO
	INDICA COLUMNA EN MURO

PLANTA DE COLUMNAS  
SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/200



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

CONTENIDO: PLANO DE UBICACION DE COLUMNAS

ESCALA: INDICADAS

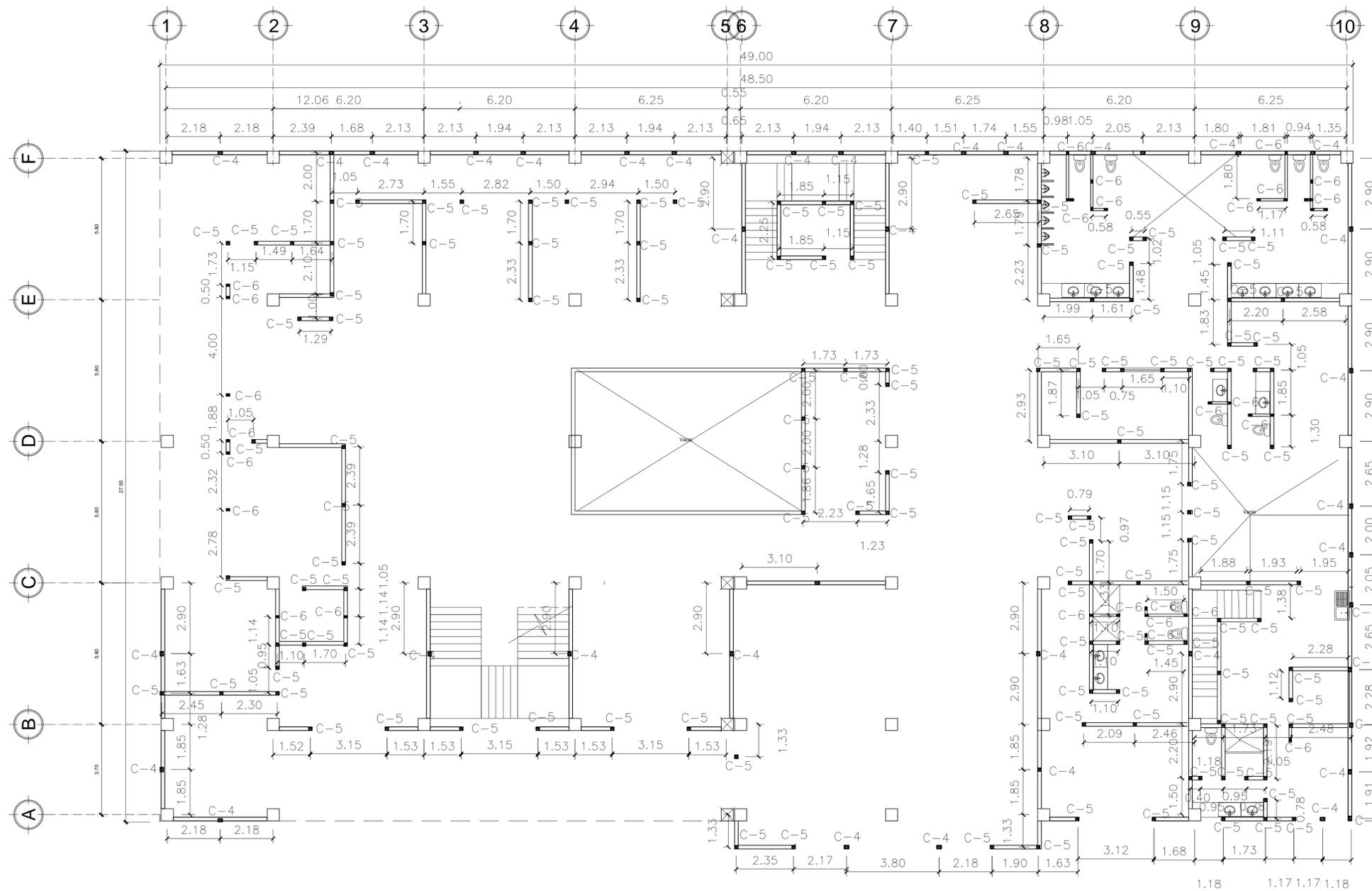
FECHA: MARZO 2016

DISEÑO: JORGE CARIAS

ORIBJO: JORGE CARIAS

FORMATO No. 22 DE 28

ING. ALFREDO VELAREAL  
ASESOR EPS



SIMBOLOGIA CIMENTACION	
SIMBOLO	DESCRIPCION
M.P.	INDICA MURO PINIADO
	INDICA UBICACION DE ZAPATAS
Z-1 Z-2	INDICA TIPO DE ZAPATA
S.A.	INDICA SOLERA DE AMARRE
A,B,C	INDICA TIPO DE COLUMNA
CC1	INDICA CIMIENTO CORRIDO
	INDICA COLUMNA EN MURO

PLANTA DE COLUMNAS  
TERCER NIVEL

ESCALA: 1/200



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

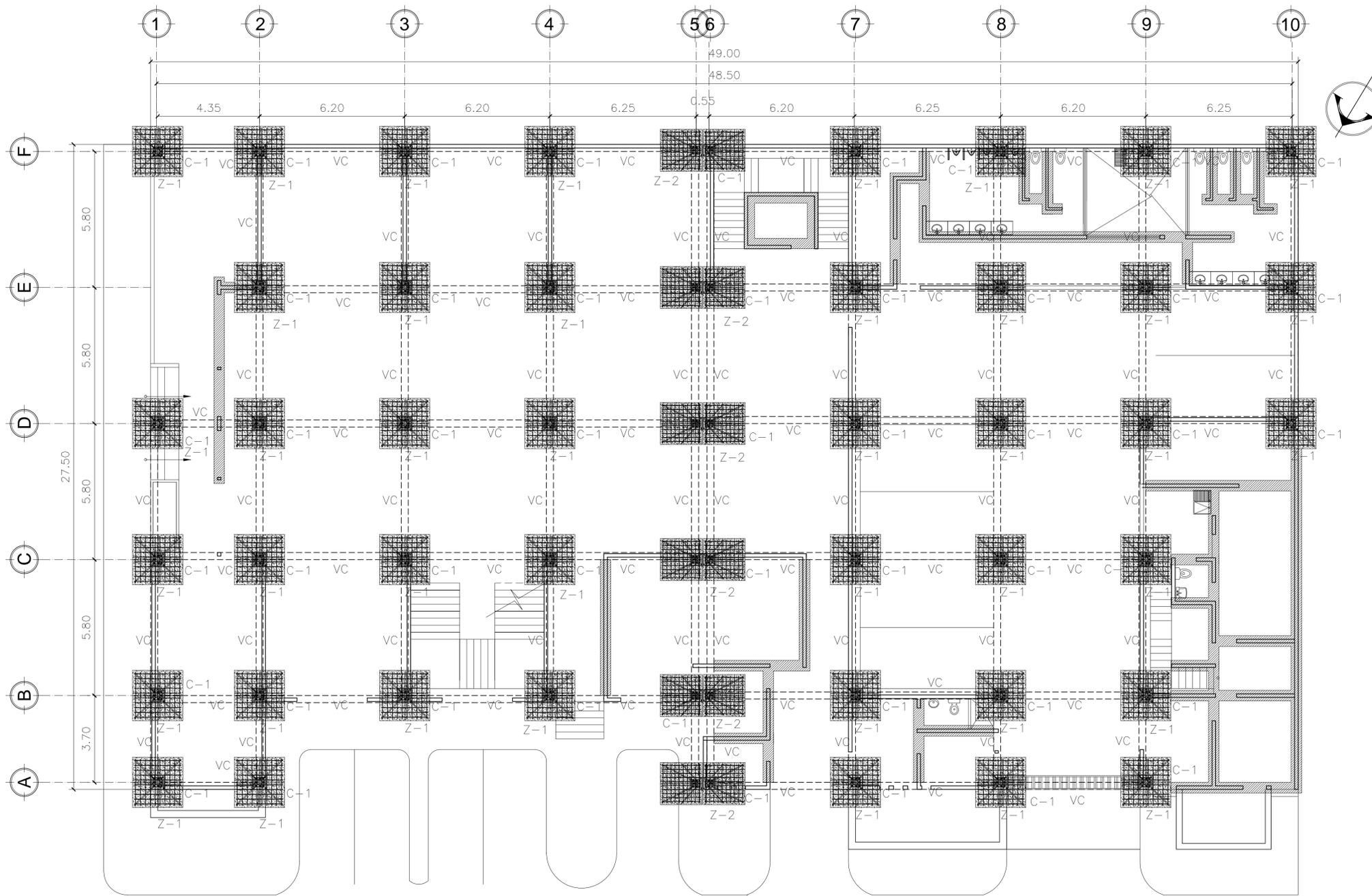
UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

CONTRIBUYENTE: PLANO UBICACION DE COLUMNAS

ESCALA: INDICADAS    FECHA: MARZO 2016    DISEÑO: JORGE CARIAS    DIBUJO: JORGE CARIAS

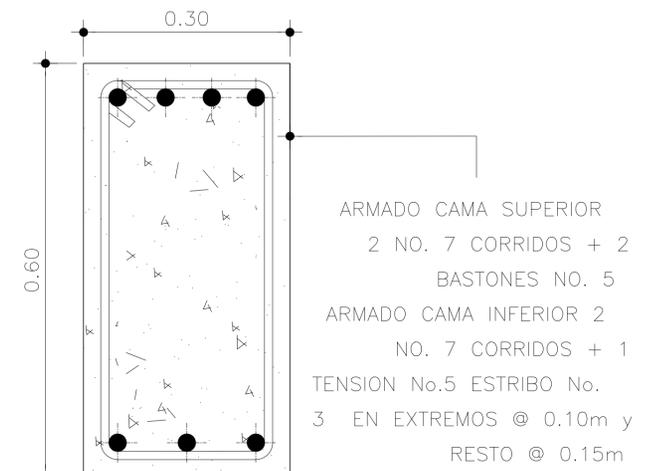
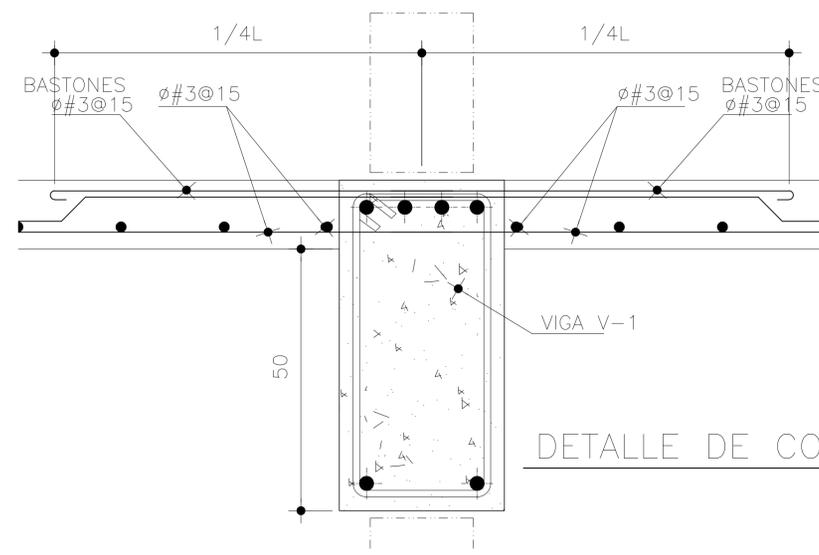
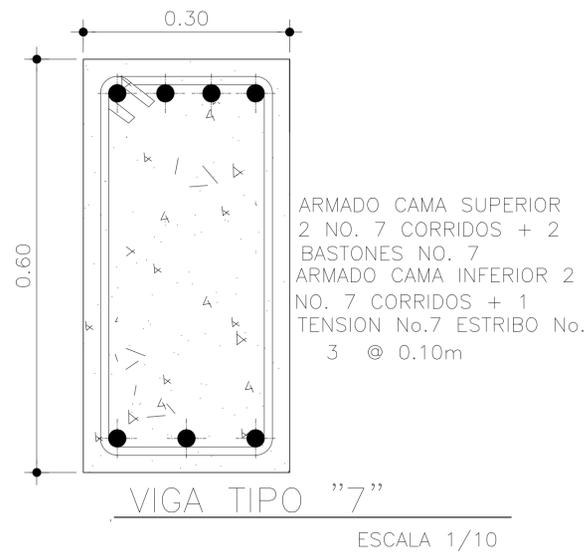
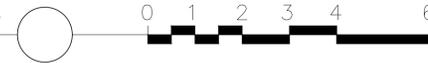
FORMATO No. **23 DE 28**

ING. ALFREDO VELAZQUEZ  
ASESOR EPS



PLANTA DE CIMENTACION  
PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/200



VIGA TIPO "3"  
ESCALA 1/10

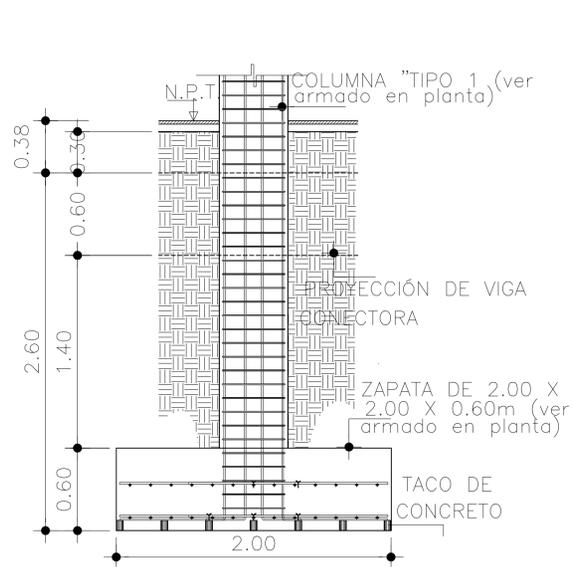


VIGA TIPO "4"  
ESCALA 1/10



VIGA TIPO "5"  
ESCALA 1/10

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.			
CORRIENTE: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DIBUJO: JORGE CARIAS
PLANTA DE CIMENTACION			FORMATO No. 24 DE 28
ING. ALFREDO VELAZQUEZ ASESOR EPS			



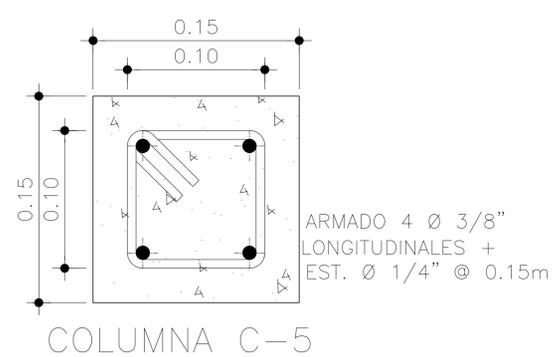
SECCION "A" ZAPATA Z-1

ESCALA 1/50



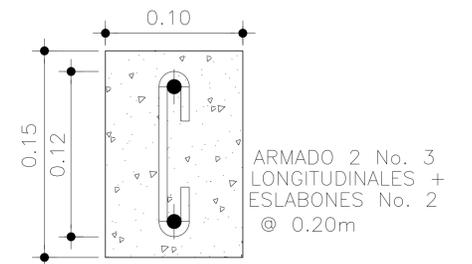
SECCION "A" ZAPATA Z-2

ESCALA 1/50



COLUMNA C-5

ESCALA 1/5

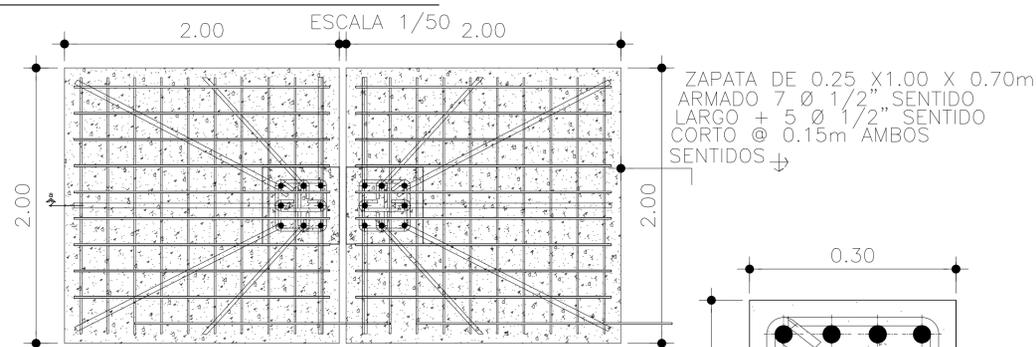


COLUMNA C-6

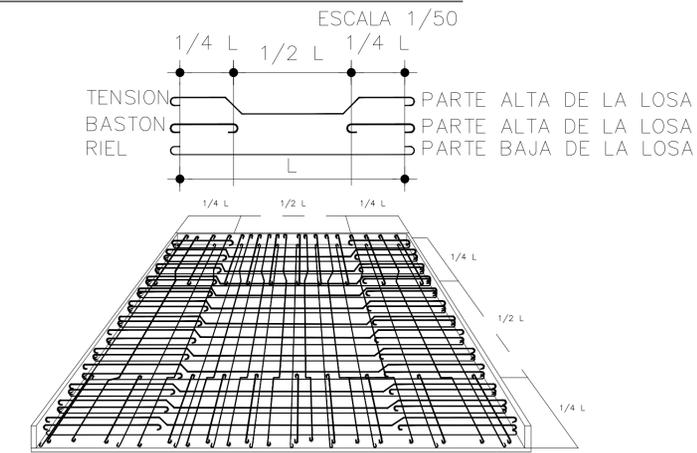
ESCALA 1/5



ZAPATA Z-1

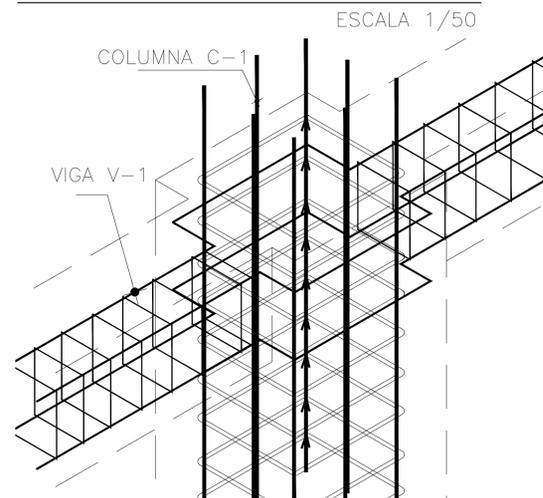


ZAPATA Z-2



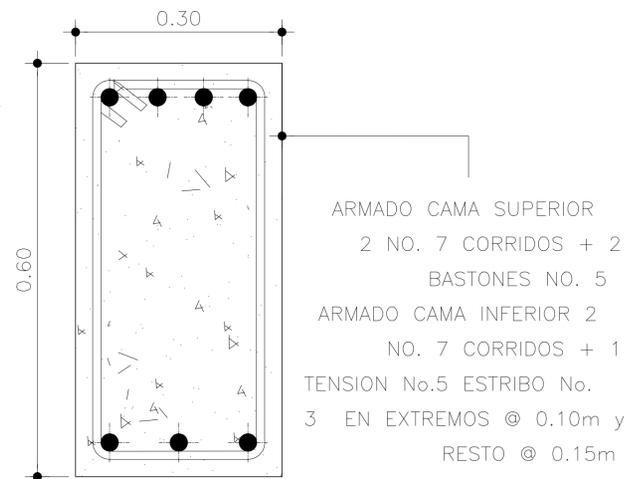
DETALLE ARMADO DE LOSA

ESCALA 1/50



DETALLE DE ACERO DE REFUERZO

ESCALA 1/20



VIGA TIPO "3"

ESCALA 1/10



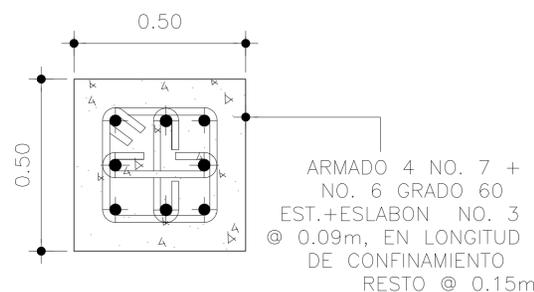
VIGA TIPO "1"

ESCALA 1/10



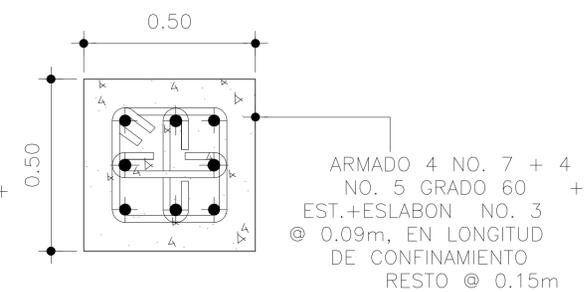
VIGA TIPO "2"

ESCALA 1/10



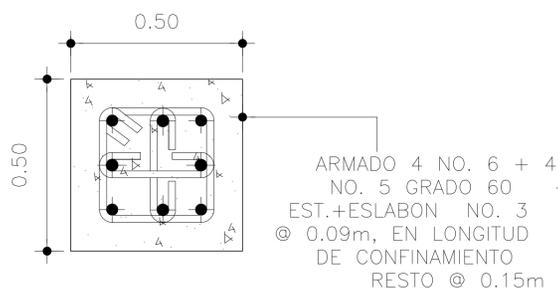
COLUMNA C-1

ESCALA 1/50



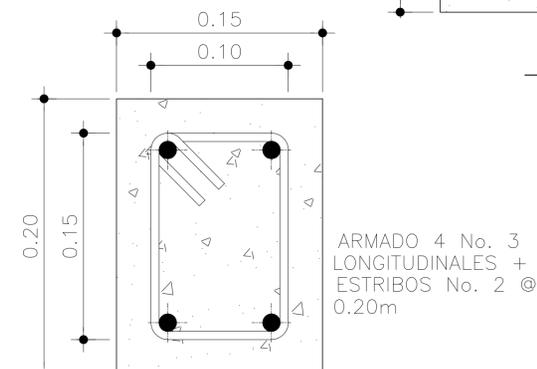
COLUMNA C-2

ESCALA 1/50



COLUMNA C-3

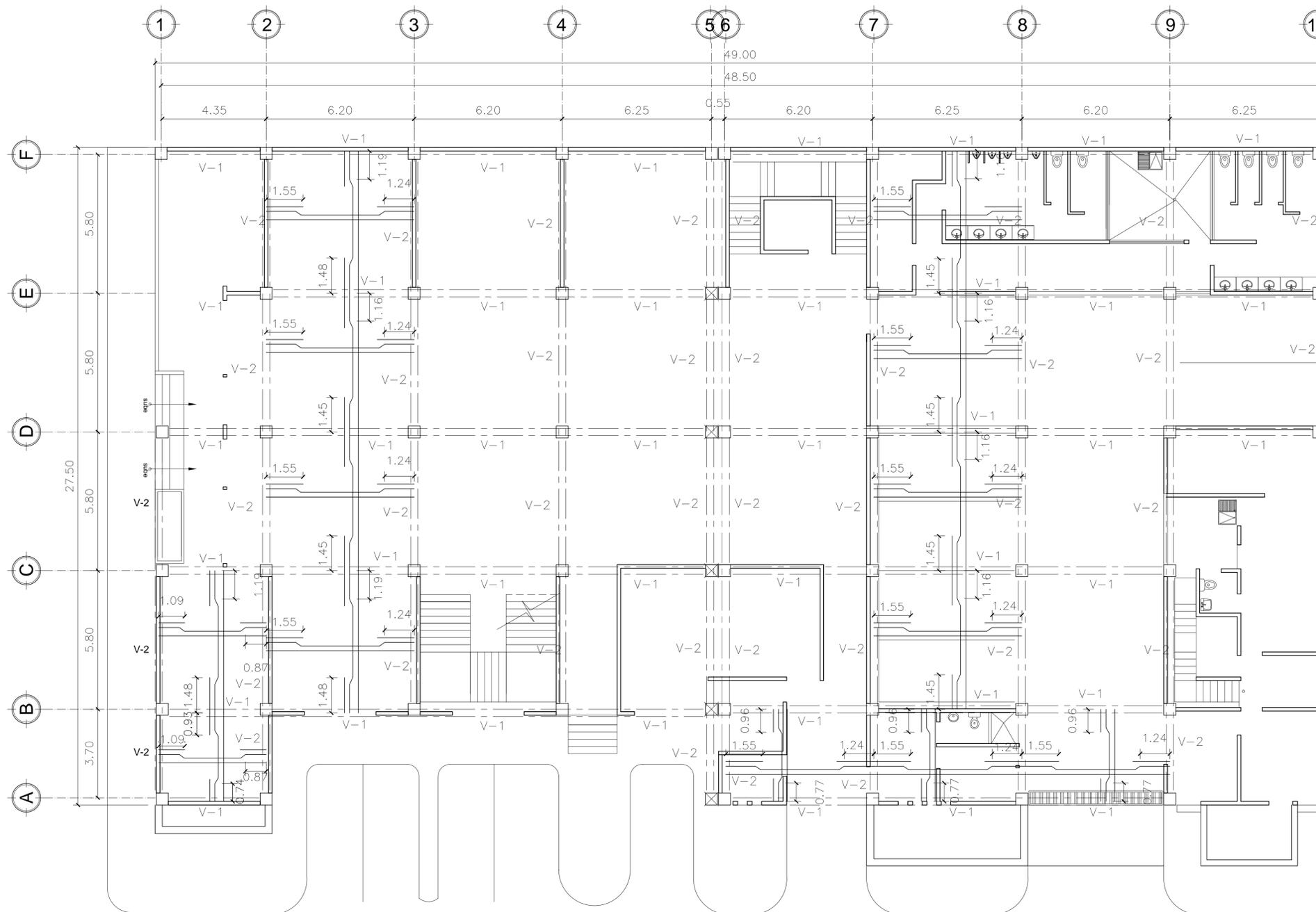
ESCALA 1/50



COLUMNA C-4

ESCALA 1/5

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.		FORMATO No.	
CORRIENTE: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DIBUJO: JORGE CARIAS
TITULO: DETALLES DE CIMENTACION			25 DE 28
ING. ALFREDO VELAZQUEZ ASESOR EPE			



SIMBOLOGIA DE LOSAS	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	INDICA VIGA
	INDICA BASTON L/4
	INDICA TENSION L/5
	INDICA RIEL
V-1 / V-2	INDICA VIGA
S.C.	INDICA SOLERA DE CORONA
ASTEMP.	INDICA ACERO POR TEMPERATURA

PLANTA ARMADO DE LOSA  
PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/200

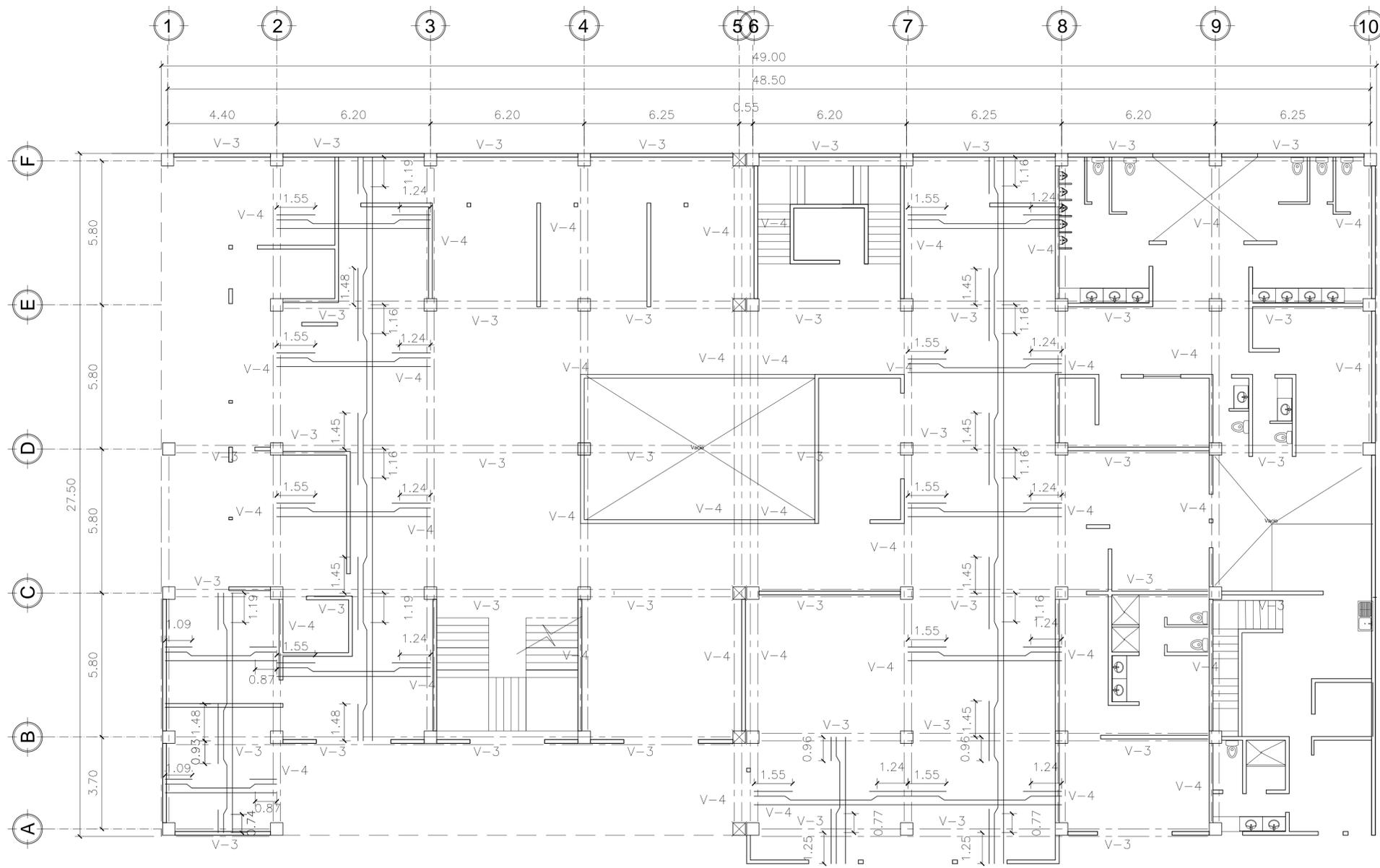


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

CONTENIDO:	PLANO ARMADO DE LOSA	FORMATO No.:	26 DE 28
ESCALA:	FECHA:	DISEÑO:	DRUJO:
INDICADAS	MARZO 2016	JORGE CARIAS	JORGE CARIAS

ING. ALFREDO VELAREAL  
ASESOR EPS



SIMBOLOGIA DE LOSAS	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	INDICA VIGA
	INDICA BASTON L/4
	INDICA TENSION L/5
	INDICA RIEL
V-1 / V-2	INDICA VIGA
S.C.	INDICA SOLERA DE CORONA
ASTEMP.	INDICA ACERO POR TEMPERATURA

PLANTA ARMADO DE LOSA  
SEGUNDO NIVEL

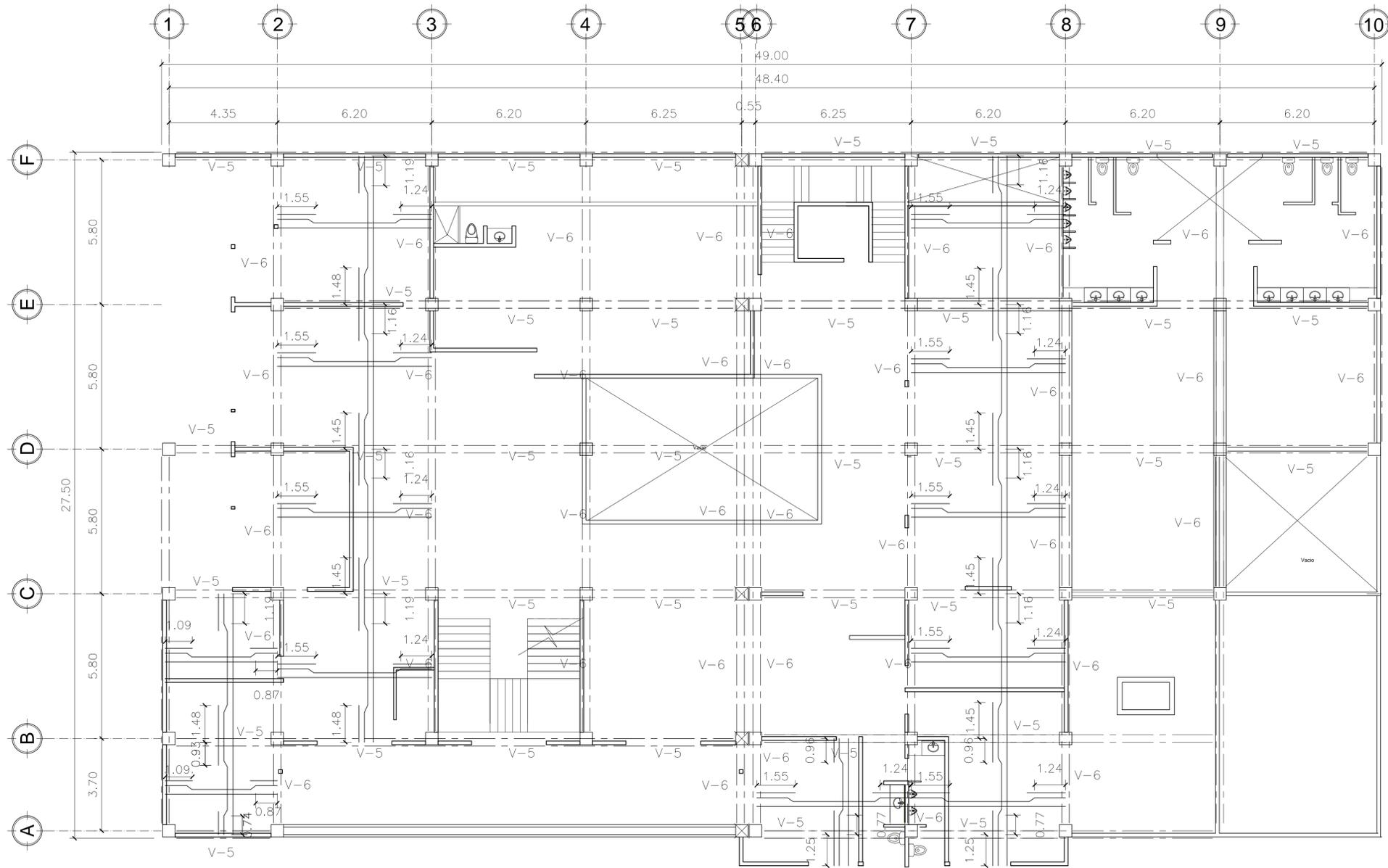
ESCALA: 1/200



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

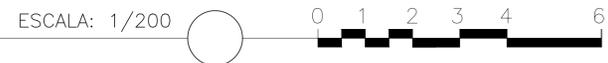
UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

CONTRIBUYENTE: PLANO ARMADO DE LOSA				FORMATO No.:
ESCALA: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DIBUJO: JORGE CARIAS	27 DE 28
ING. ALFREDO VELAREAL ASESOR EPS				



SIMBOLOGIA DE LOSAS	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	INDICA VIGA
	INDICA BASTON L/4
	INDICA TENSION L/5
	INDICA RIEL
V-1 / V-2	INDICA VIGA
S.C.	INDICA SOLERA DE CORONA
ASTEMP.	INDICA ACERO POR TEMPERATURA

PLANTA ARMADO DE LOSA  
TERCER NIVEL



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

UBICACION:  
MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.

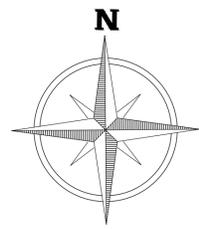
CONTIENE: PLANO ARMADO DE LOSA				FORMATO No.:
ESCALA: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DRUJO: JORGE CARIAS	28 DE 28

ING. ALFREDO VELAREAL  
ASESOR EPS

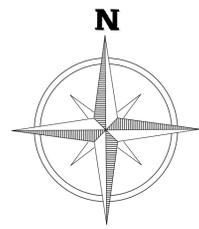
Apéndice 2.      **Planos del salón comunal**

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.





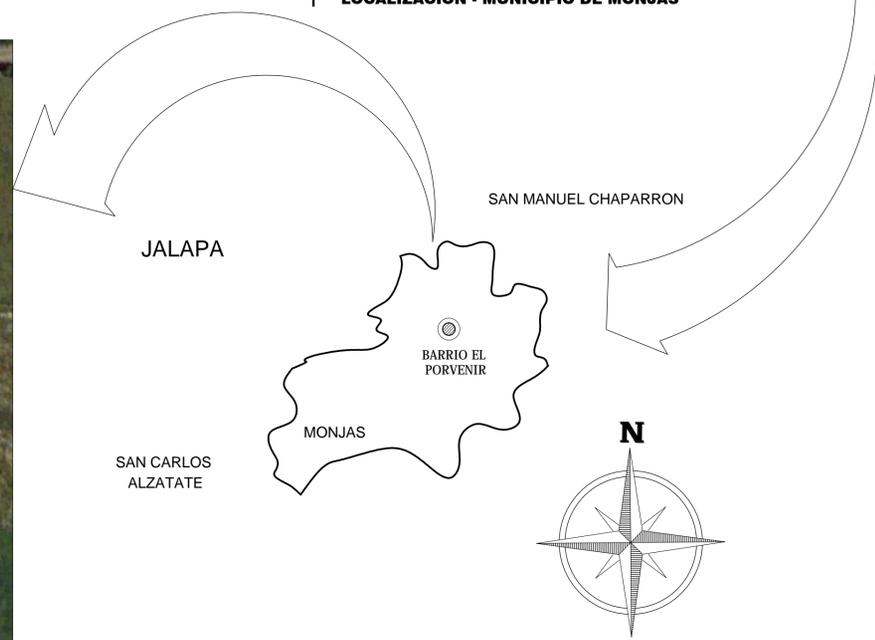
**MAPA DE GUATEMALA**  
LOCALIZACION - DEPTO. DE JALAPA



**MAPA DEL DEPTO. DE JALAPA**  
LOCALIZACION - MUNICIPIO DE MONJAS

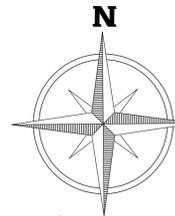
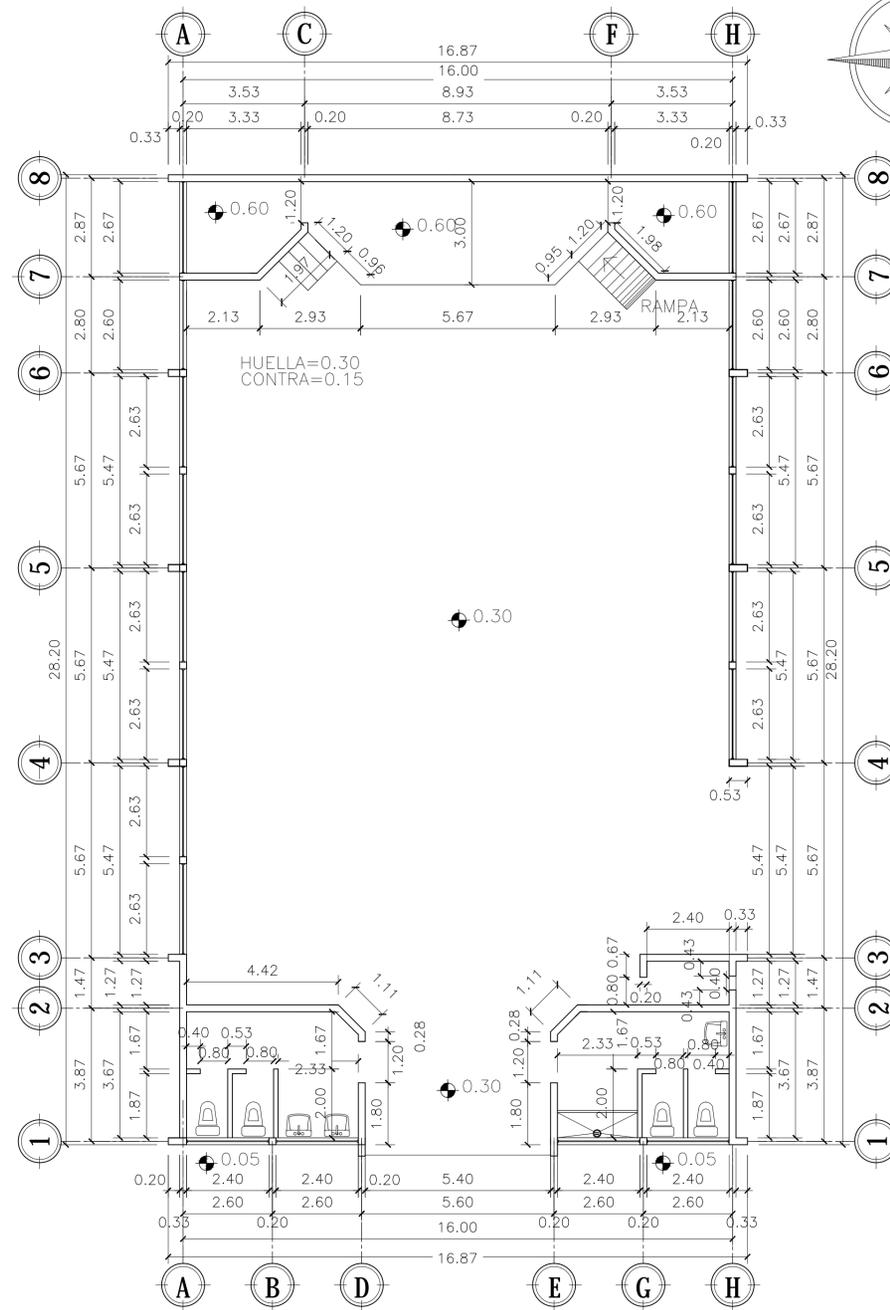
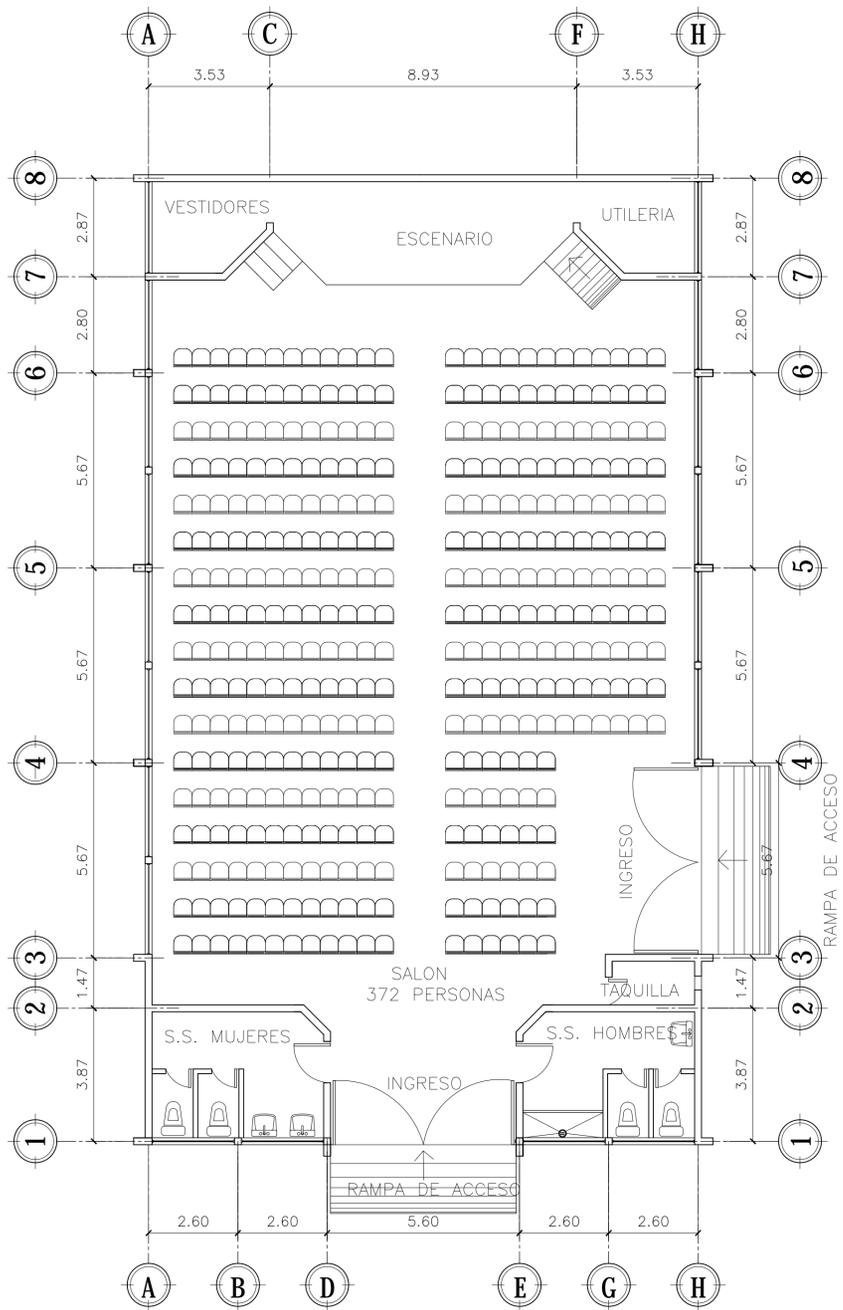


**UBICACION DE PROYECTO**  
CONSTRUCCION SALON COMUNAL CASERIO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO  
MONJAS, JALAPA



**PLANTA UBICACION MUNICIPIO DE MONJAS**  
ALDEA SAN JUAN SALAMO, MONJAS, JALAPA.

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: CASERIO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO, MONJAS, JALAPA.			
CONTIENE: PLANO DE UBICACION Y LOCALIZACION	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	FORMATO No. 1 DE 7
ING. ALFREDO VELAREAL ASESOR EPS			



PLANTA ARQUITECTONICA

ESCALA: 1/200

PLANTA ACOTADA

ESCALA: 1/200

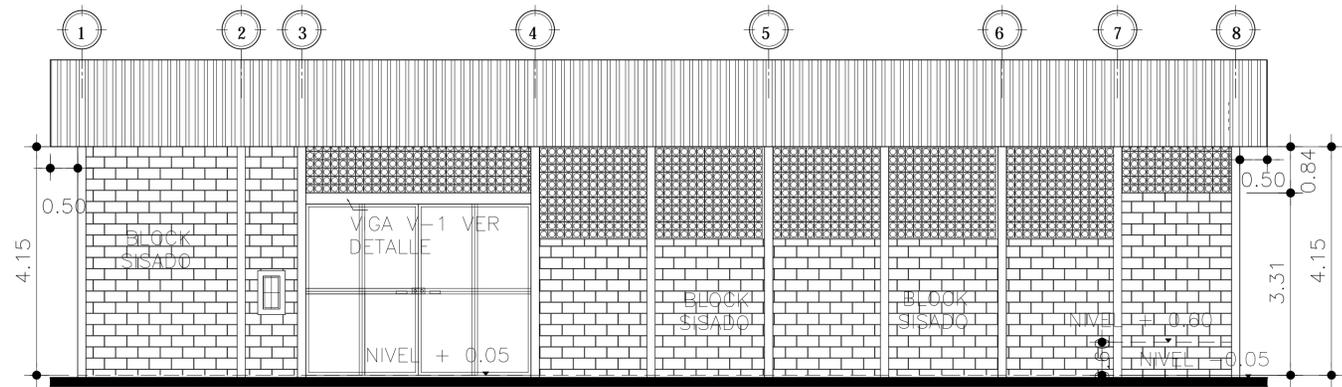


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

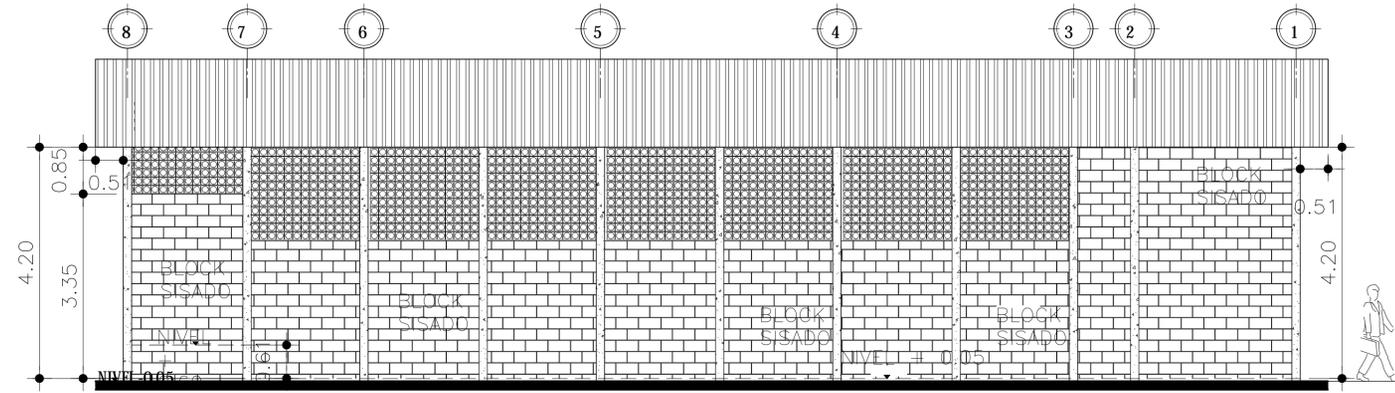
UBICACION:  
CASERIO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO,  
MONJAS, JALAPA.

CONTIENE: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DRUJO: JORGE CARIAS	FORMATO No. 2 DE 7
------------------------	----------------------	-------------------------	------------------------	-----------------------

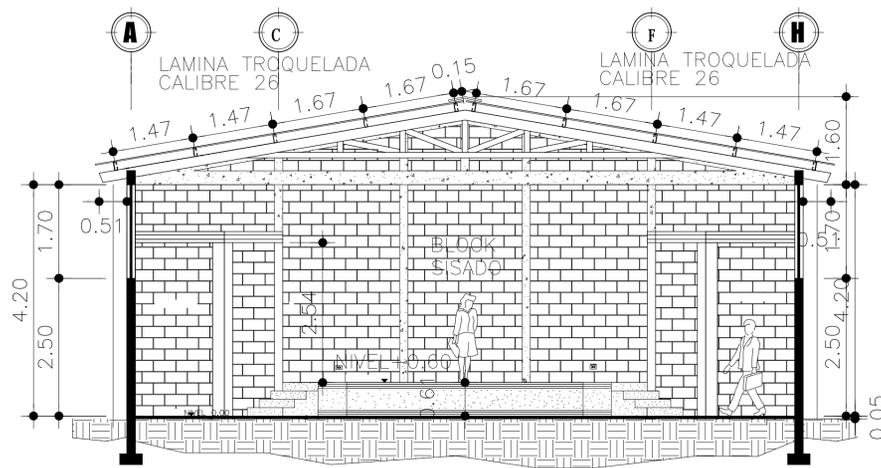
ING. ALFREDO VELAZQUEZ  
ASESOR EPS



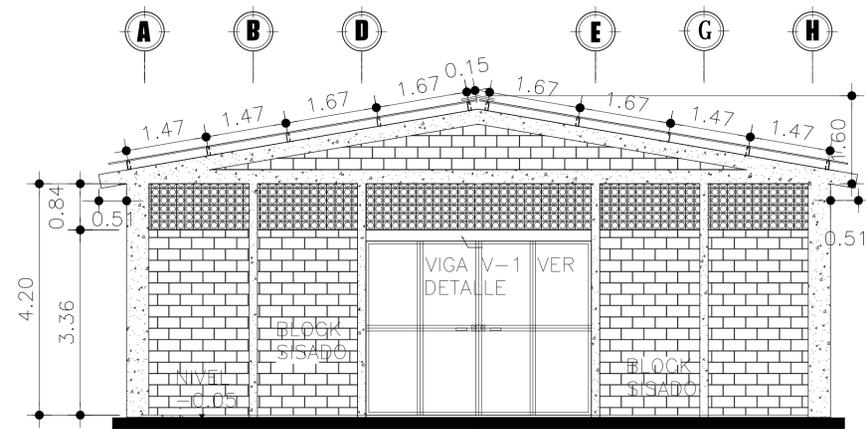
ELEVACION LATERAL DERECHA ESCALA: 1/125



ELEVACION LATERAL IZQUIERDA ESCALA: 1/125



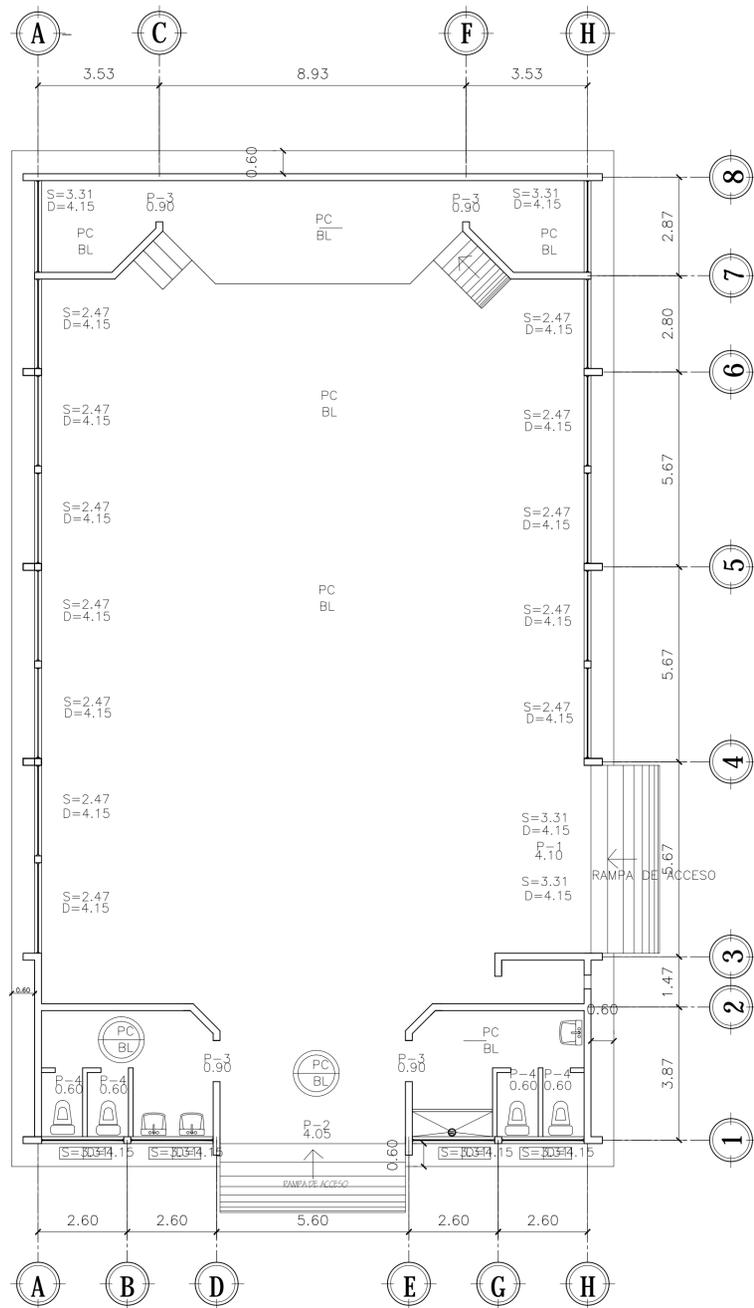
SECCION TIPICA ESCALA: 1/125



ELEVACION FRONTAL ESCALA: 1/125

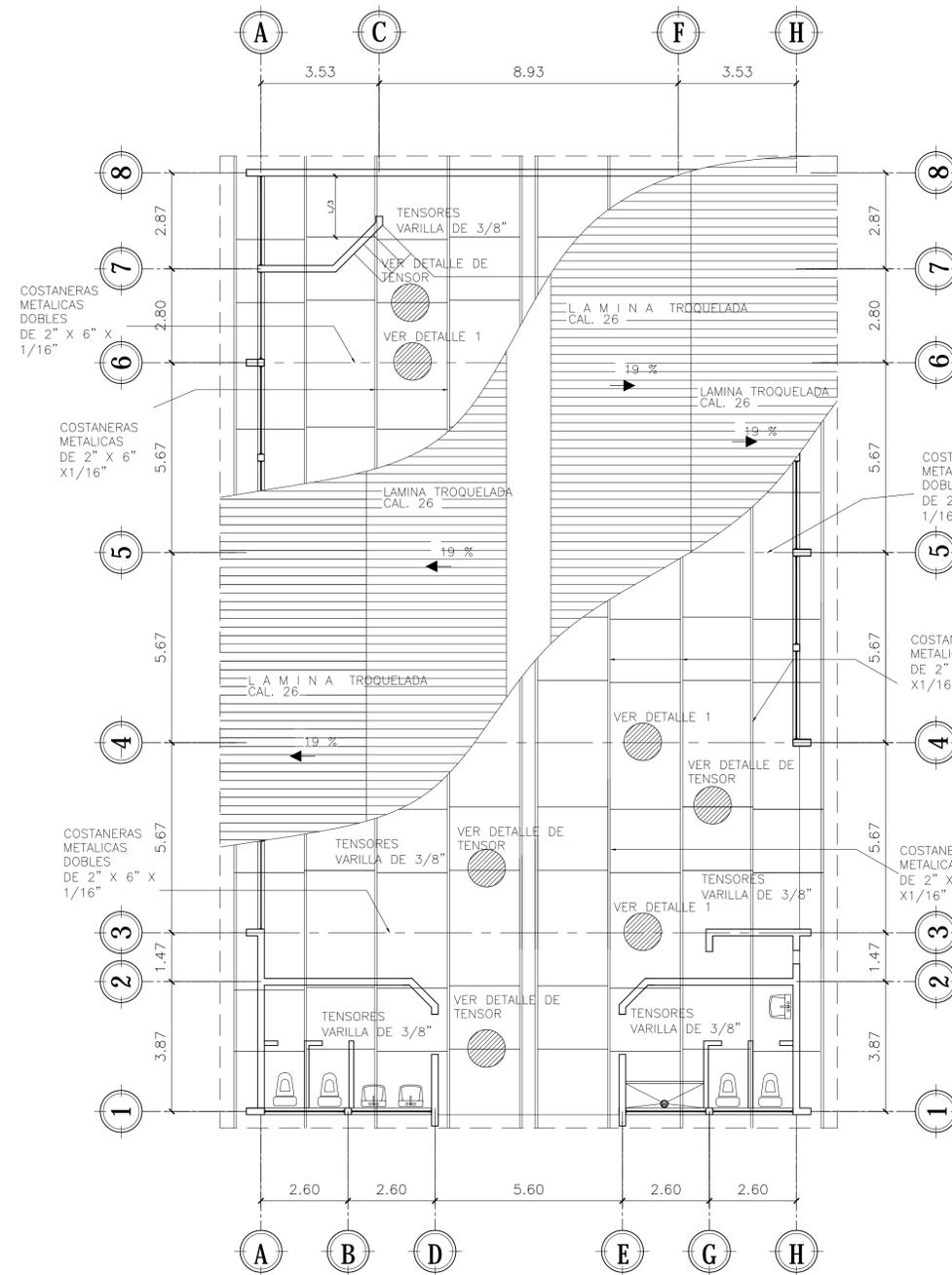


		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: CASERIO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO, MONJAS, JALAPA.			
CONTIENE:	ELEVACIONES Y SECCIONES		FORMATO No.:
ESCALA:	FECHA:	DISEÑO:	DRUJO:
INDICADAS	MARZO 2016	JORGE CARIAS	JORGE CARIAS
			3 DE 7
ING. ALFREDO VELAREAL ASESOR EPS			



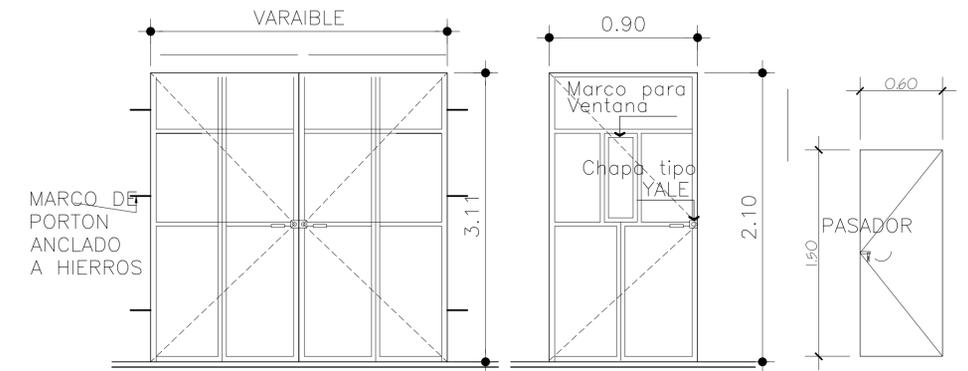
PLANTA DE ACABADOS

ESCALA 1/200

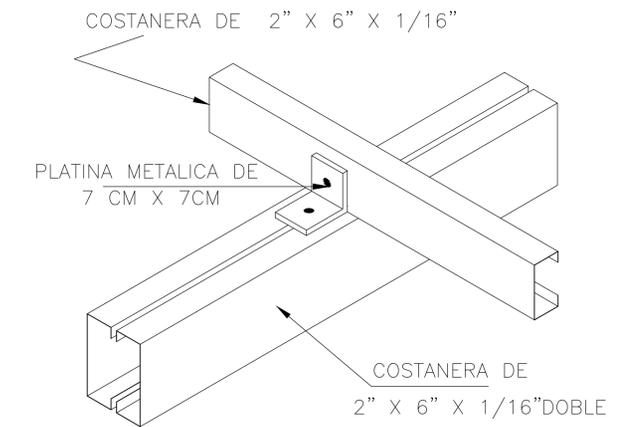


PANTA DE TECHOS

ESCALA 1/200

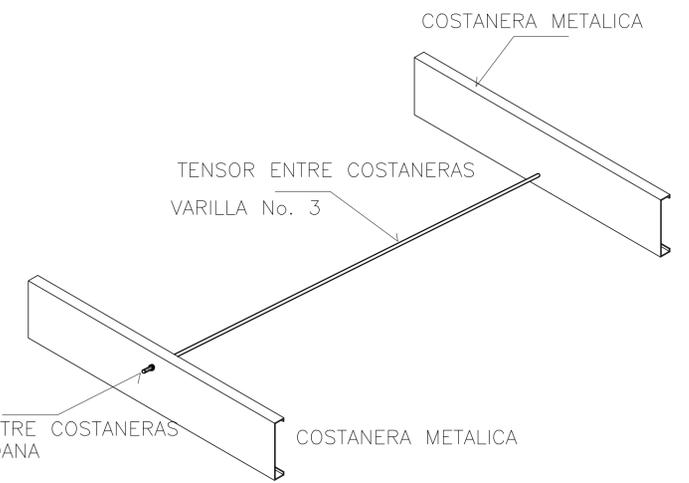


DETALLE PORTON P-1, P-2  
DETALLE PUERTA P-3 - P-4  
ESCALA 1/50  
LOS ABATIMIENTOS DE LAS PUERTAS SERA HACIA AFUERA.



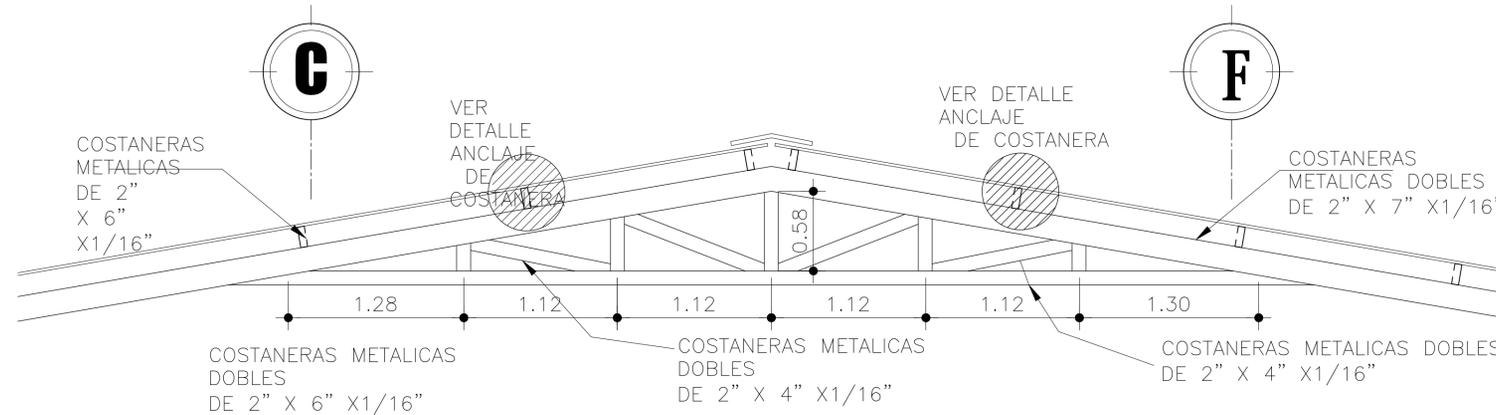
ANCLAJE DE COSTANERAS

ESCALA 1/25



DETALLE DE TESOR

ESCALA 1/50

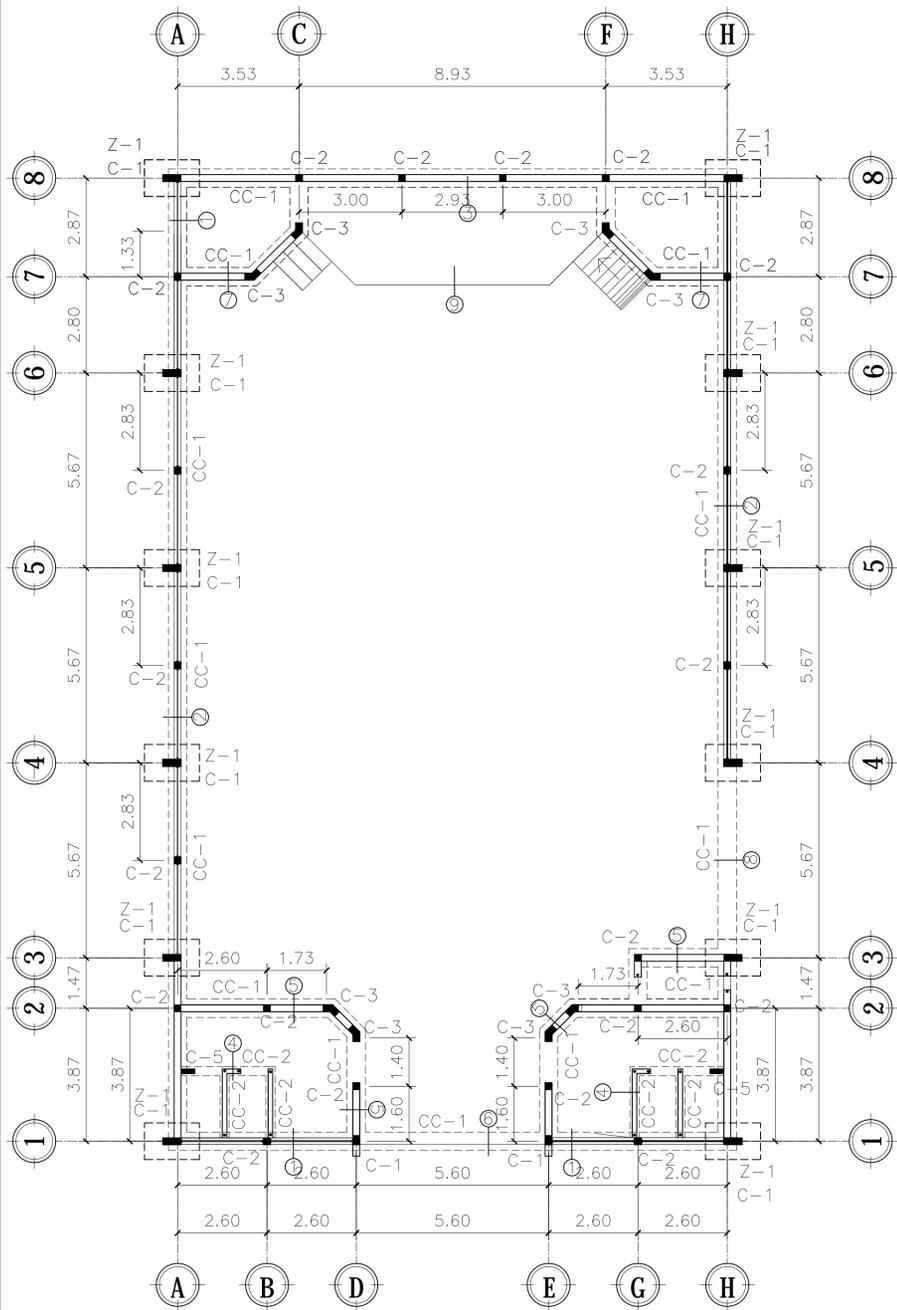


DETALLE "1"

ESCALA 1/50

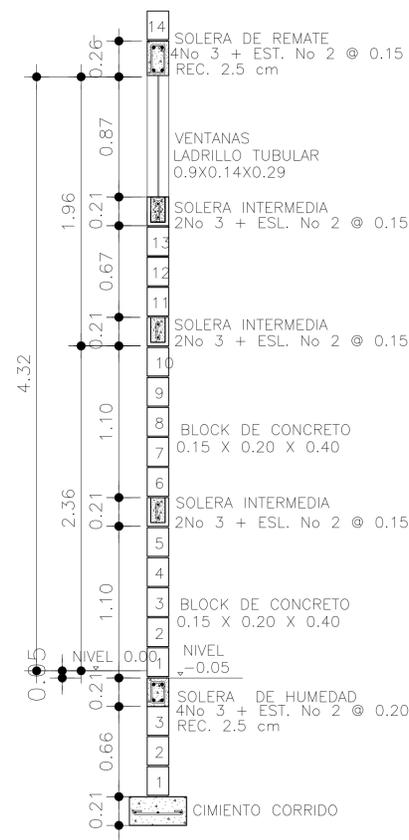


		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: CASERIO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO, MONJAS, JALAPA.		FORMATO No. 4 DE 7	
CONTRATO: PLANO DE ACABADOS Y TECHOS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DIBUJO: JORGE CARIAS
ING. ALFREDO VELAZQUEZ ASESOR EPS			



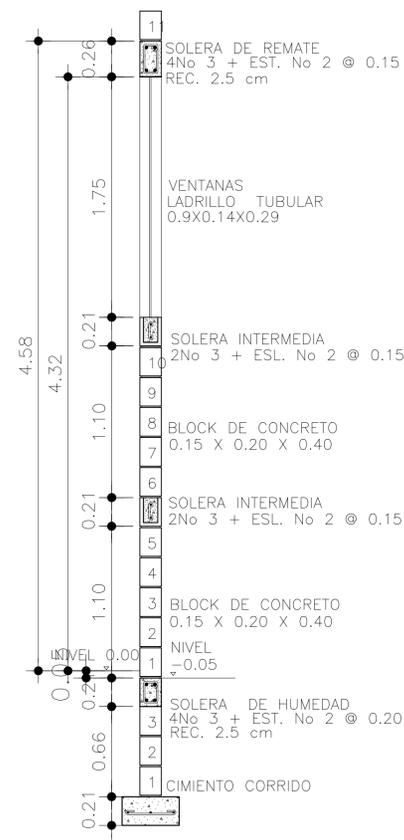
PLANTA CIMENTACION Y COLUMNAS

ESCALA 1/200



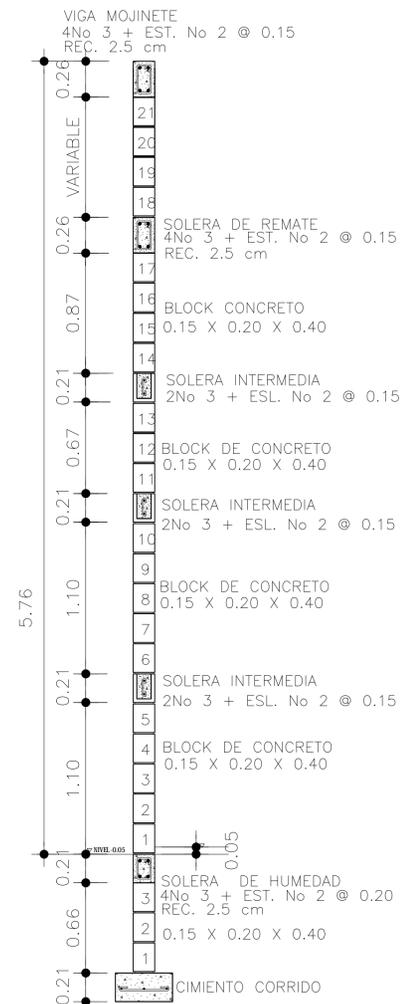
DETALLE 1

ESCALA 1/50



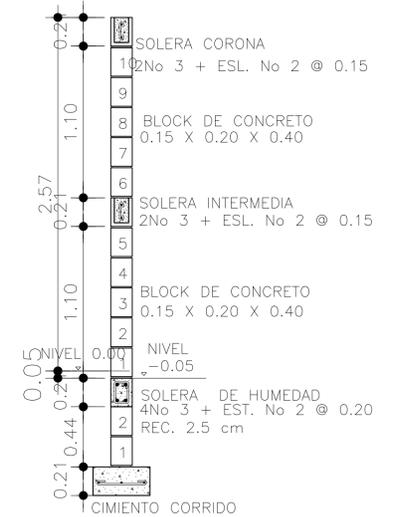
DETALLE 2

ESCALA 1/50



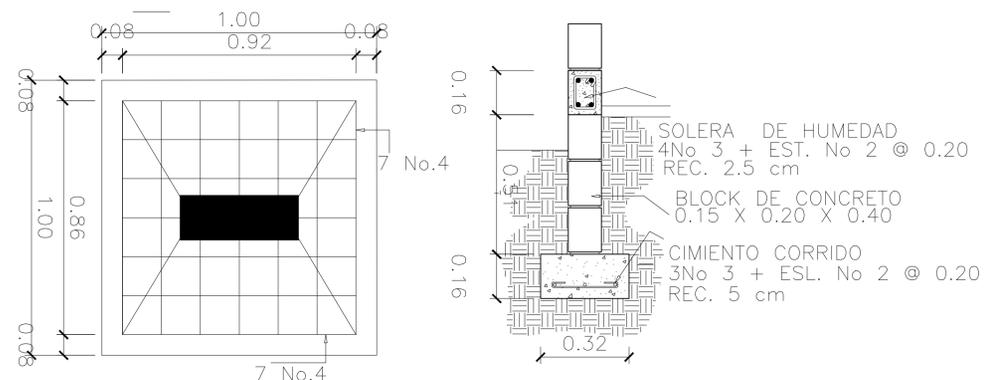
DETALLE 3

ESCALA 1/50



DETALLE 5

ESCALA 1/50



DETALLE DE ZAPATA 1

ESCALA 1/25



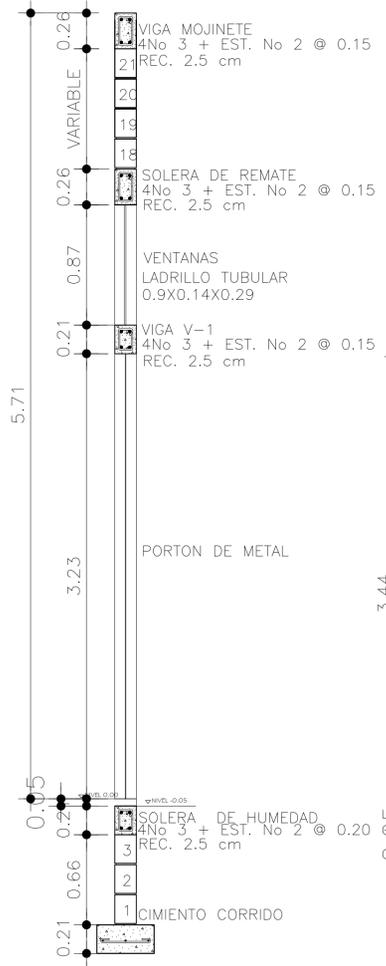
SIMBOLOGIA CIMENTACION	
SIMBOLO	DESCRIPCION
M.P.	INDICA MURO PINIADO
	INDICA UBICACION DE ZAPATAS
Z-1 Z-2	INDICA TIPO DE ZAPATA
S.A.	INDICA SOLERA DE AMARRE
A,B,C	INDICA TIPO DE COLUMNA
CC-1	INDICA CIMIETO CORRIDO
	INDICA COLUMNA EN MURO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

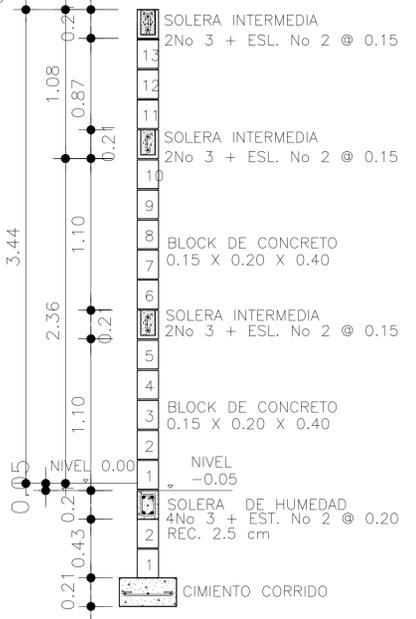
UBICACION:  
CASERIO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO,  
MONJAS, JALAPA.

CONTIENE: PLANTA DE CIMENTACION Y DETALLES CONSTRUCTIVOS		FORMATO No.:
ESCALA: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DRSEÑO: JORGE CARIAS
DISEÑO: JORGE CARIAS		DRIBUJO: JORGE CARIAS
		5 DE 8

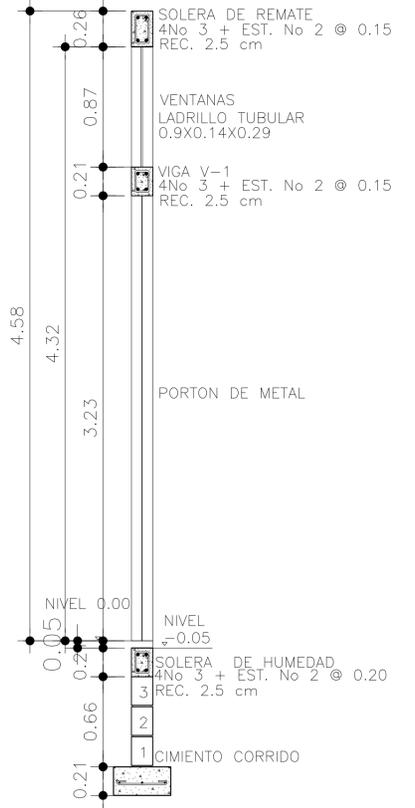
ING. ALFREDO VELAZQUEZ  
ASESOR EPE



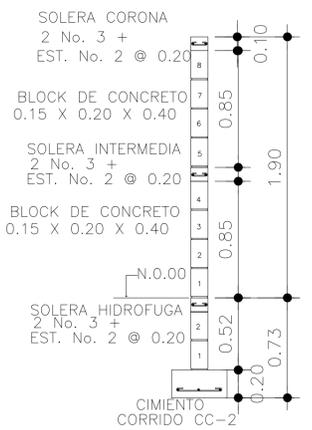
DETALLE 6  
ESCALA 1/50



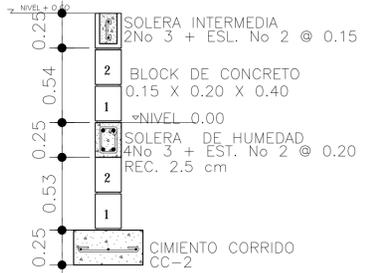
DETALLE 7  
ESCALA 1/50



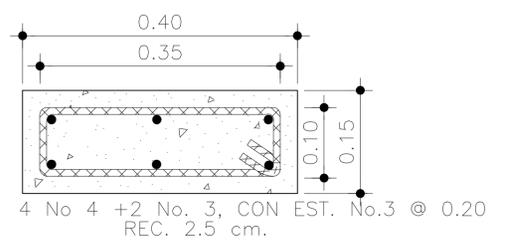
DETALLE 8  
ESCALA 1/50



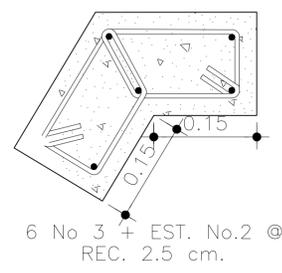
DETALLE 4  
ESCALA 1/50



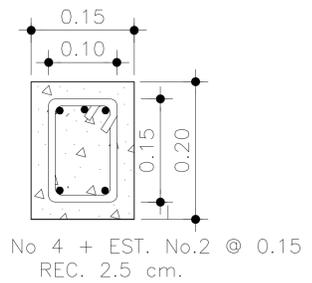
DETALLE 9  
ESCALA 1/50



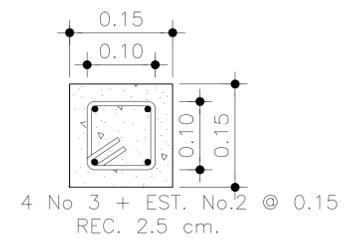
COLUMNA C1  
ESCALA 1/10



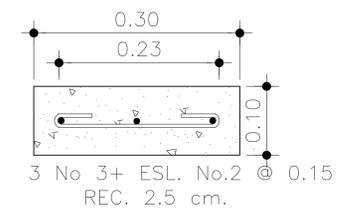
COLUMNA C3  
ESCALA 1/10



VIGA V-1  
ESCALA 1/10



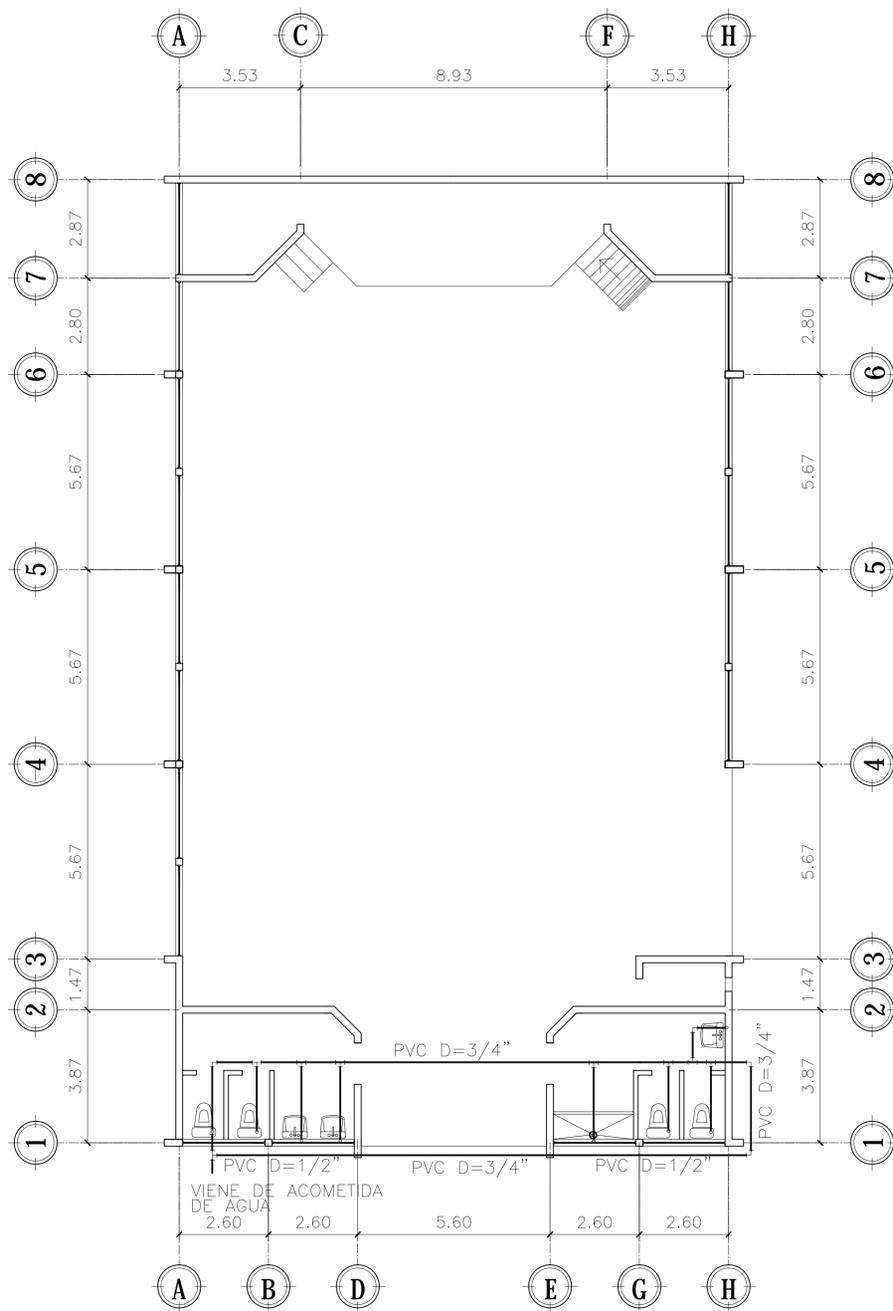
COLUMNA C2  
ESCALA 1/10



COLUMNA C4  
ESCALA 1/10

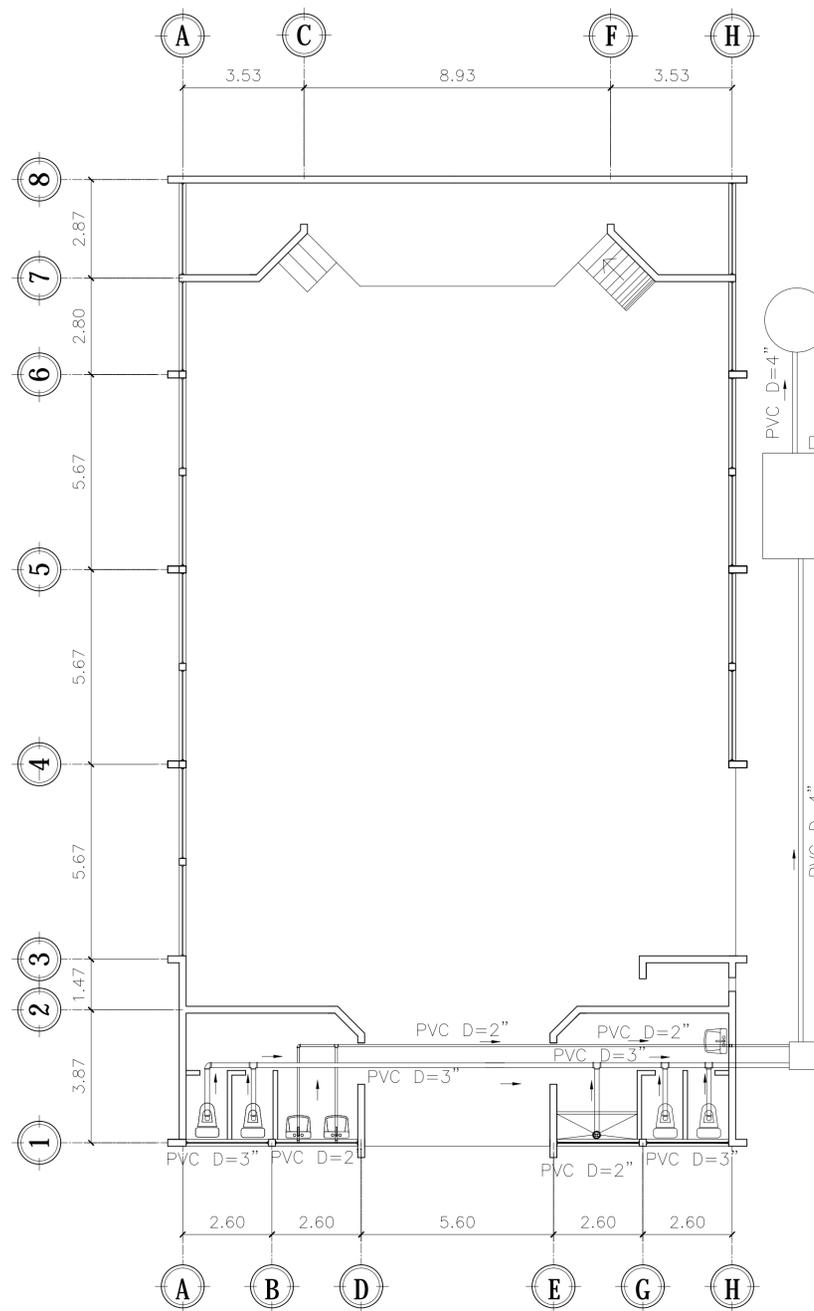


		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: CASERIO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO, MONJAS, JALAPA.		FORMATO No. <b>6 DE 8</b>	
CONTENIDO: DETALLES DE CIMENTACION	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DIBUJO: JORGE CARIAS
ING. ALFREDO VELAZQUEZ ASESOR EPS			



PLANTA DE AGUA POTABLE

ESCALA 1/200

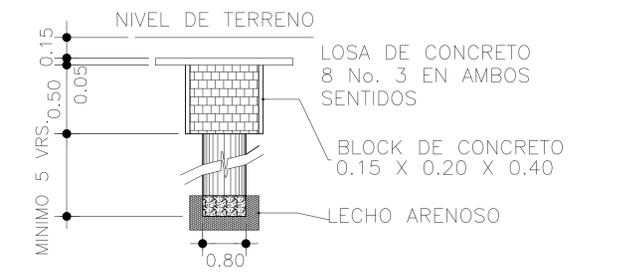
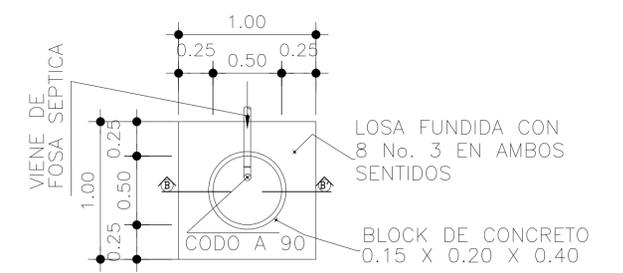


PLANTA DRENAJE

ESCALA 1/200

A POZO DE ABSORCION

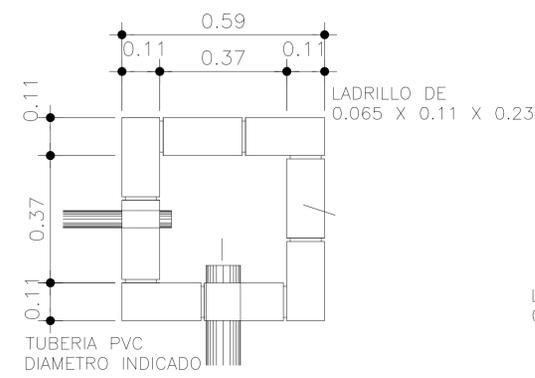
A FOSA DE POLIETILENO DE 1,200 lts.



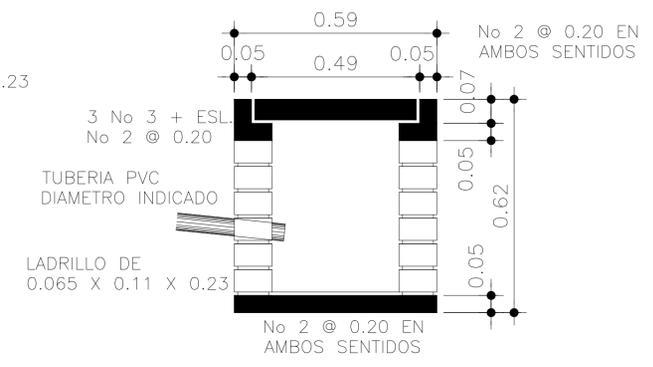
DETALLE POZO DE ABSORCION  
ESCALA 1/20

NOMENCLATURA	
	INDICA CODO 90° PVC DIAMETRO INDICADO
	INDICA TEE PVC DIAMETRO INDICADO
	INDICA CAJA DE UNION
	INDICA SENTIDO DE LA PENDIENTE
	INDICA TUBERIA PVC DIAMETRO INDICADO

NOMENCLATURA	
	INDICA TEE PVC DIAMETRO INDICADO
	INDICA CODO 90° PVC DIAMETRO INDICADO
	INDICA CODO 90° PVC DIAMETRO INDICADO
PVC D=	INDICA TUBERIA PVC DIAMETRO INDICADO



DETALLE CAJA TIPICA  
ESCALA 1/20



SECCION CAJA TIPICA  
ESCALA 1/20

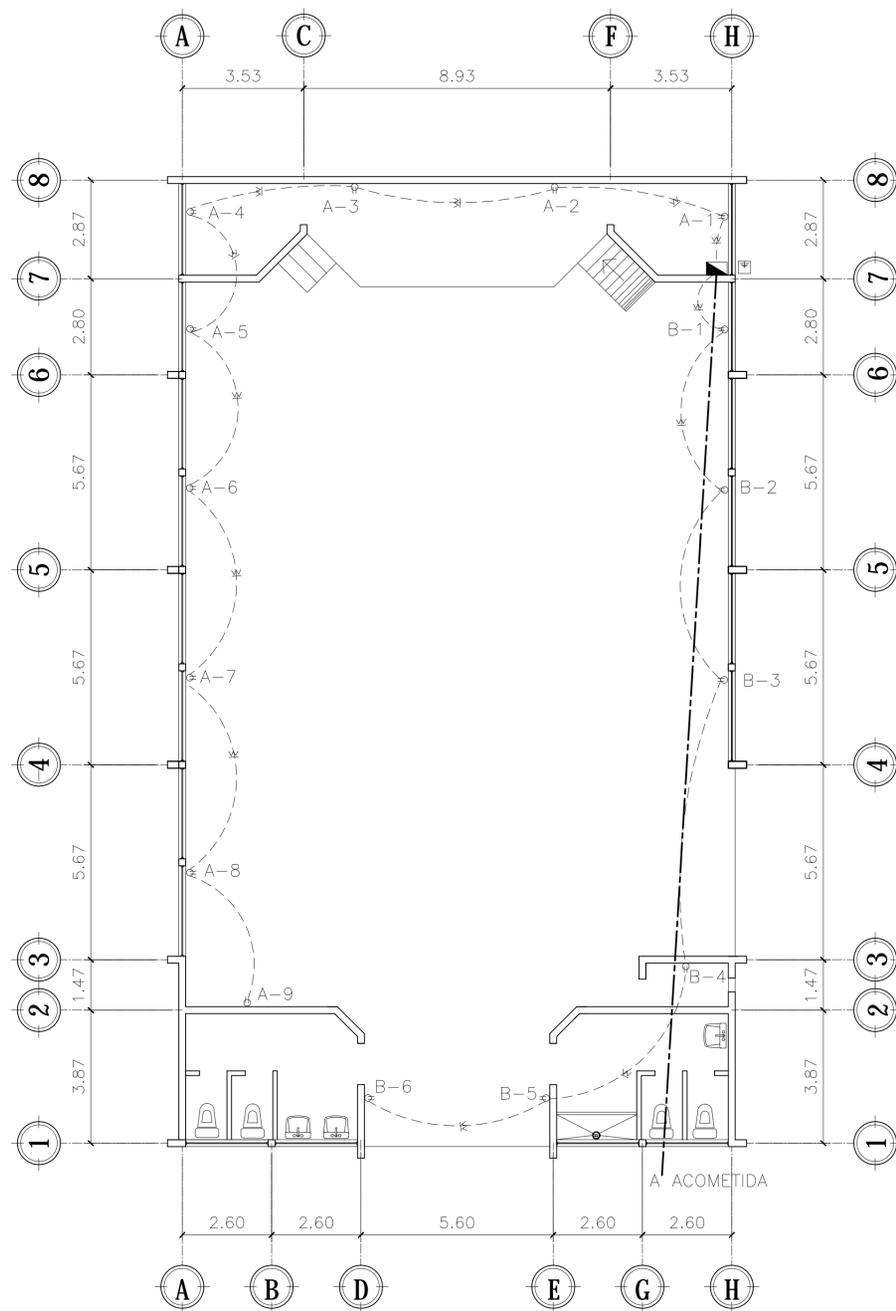


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

UBICACION:  
CASERIO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO,  
MONJAS, JALAPA.

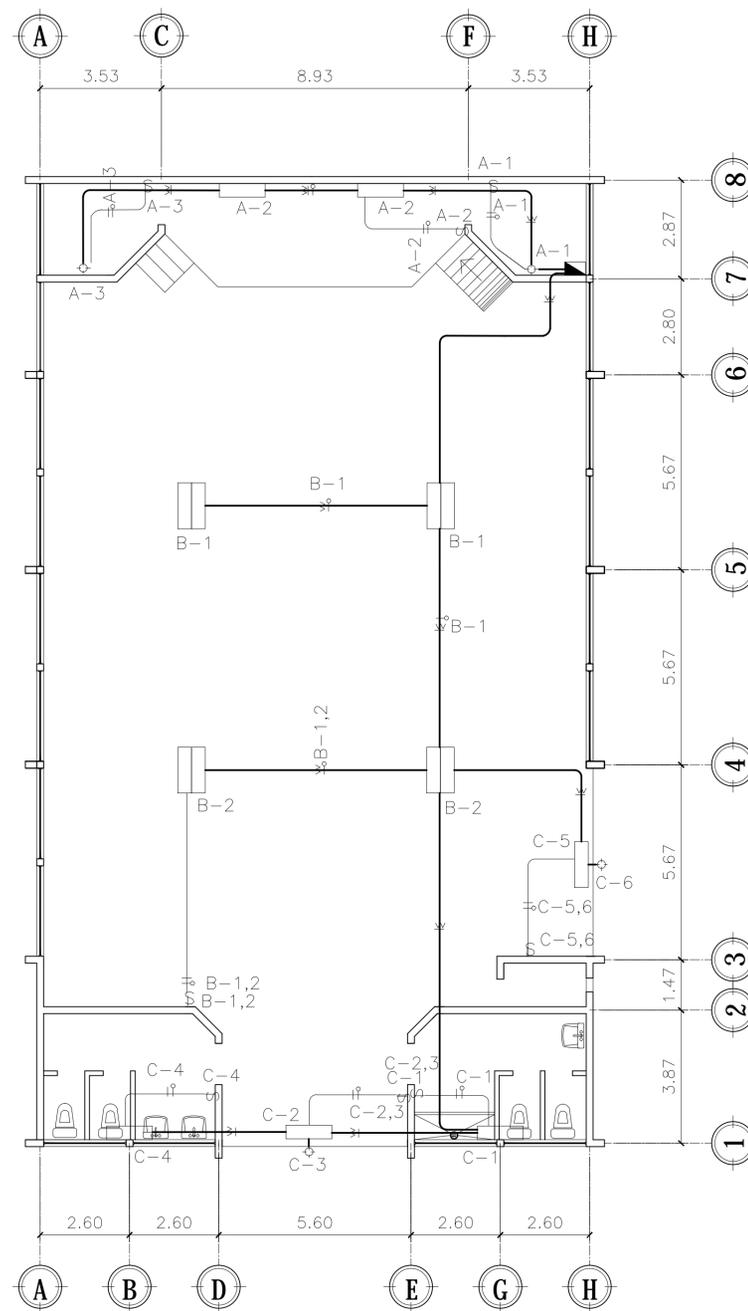
CONTIENE: PLANOS DE INST. HIDROHULICAS				FORMATO No.
ESCALA: INDICADAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DIBUJO: JORGE CARIAS	7 DE 8

ING. ALFREDO VELAZQUEZ  
ASESOR EPS



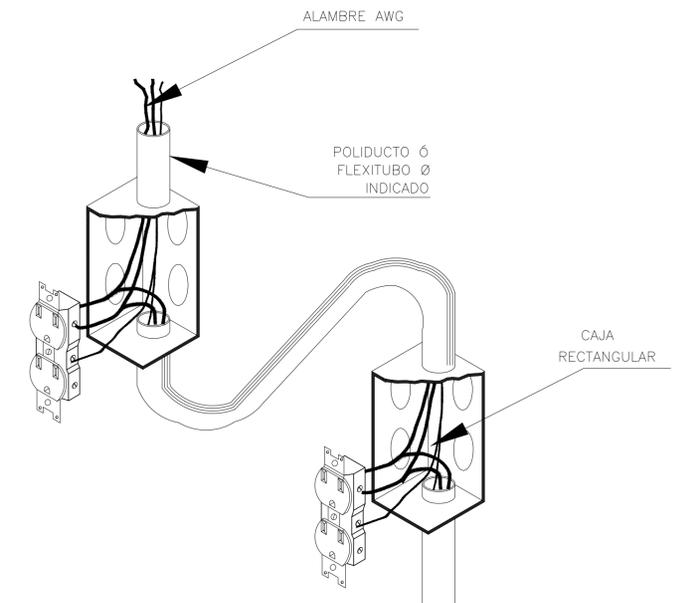
PLANTA DE FUERZA

ESCALA 1/200



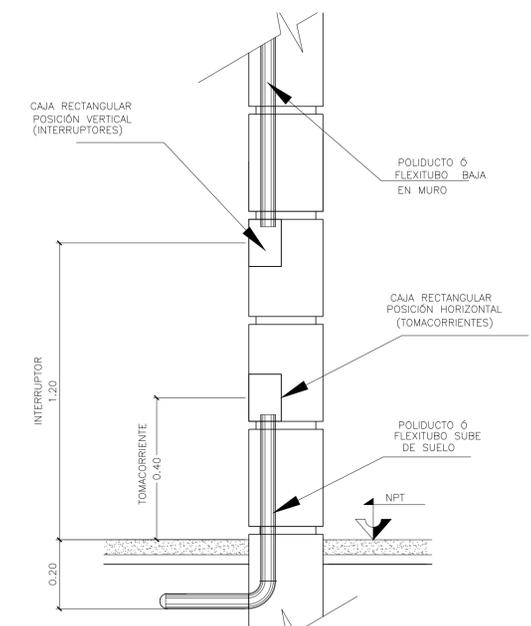
PLANTA DE ILUMINACION

ESCALA 1/200



DETALLE DE TOMACORRIENTE

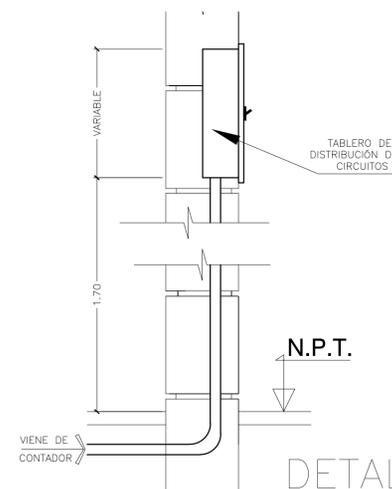
ESCALA 1/50



DETALLE DE ALTURA

ESCALA 1/50

NOMENCLATURA			
	Teblero de distribución		Pozo en tierra
	alambre caliente calibre 12		Indica contador
	alambre neutro calibre 12		Indica lampara de 1 por 40 gas
	alambre de retorno calibre 12		Indica lampara de 2 por 40 gas
	Tomacorriente doble		Indica bombillo de 100 wts.
	Tubería Poliducto subterráneo $\varnothing/2"$		Indica interruptor simple
	Tubería Poliducto Tubería PVC eléctrica D= 1/2"		Indica interruptor doble



DETALLE DE PANEL ELECTRICO

ESCALA 1/50

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
UBICACION: CASERIO EL OBRAJE, ALDEA SAN JUAN SALAMO, MONJAS, JALAPA.			
CONTRATO: PLANO DE INST. ELECTRICAS	FECHA: MARZO 2016	DISEÑO: JORGE CARIAS	DIBUJO: JORGE CARIAS
FORMATO No. 8 DE 8			INGENIERO ING. ALFREDO VELAZQUEZ ASESOR EPS